

# **ANÁLISE DA SEGURANÇA DE ESCAVAÇÕES EM VALAS USANDO MÉTODOS DE FIABILIDADE**

**DUARTE JOÃO BESTEIRO LOURENÇO**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA**

---

Orientador: Professor Doutor Alfredo Augusto Vieira Soeiro

---

Coorientador: Professor Doutor António Milton Topa Gomes

JUNHO DE 2017

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2016/2017**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2016/2017 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2017*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais e minha irmã, à Ana e aos meus amigos

*“When it’s hurting you, that’s when you can make a difference”*

*Eddy Merckx*



## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de agradecer ao Professor Doutor Alfredo Augusto Vieira Soeiro pela orientação e esclarecimento de dúvidas que foram surgindo ao longo da criação desta dissertação. Ao Professor Doutor António Milton Topa Gomes agradeço toda a disponibilidade em me atender no seu gabinete, mesmo quando a sua agenda estava apertada.

Aos meus pais dou todo o mérito por aqui estar neste momento, por me ampararem mesmo quando parecia que não havia volta a dar, e à minha irmã por, mesmo estando longe, estar perto.

À Ana, por estar sempre ao meu lado e me encher o coração.

Gostaria de agradecer ao Professor António Viana da Fonseca pela disponibilização dos recursos do Laboratório de Geotecnia da FEUP, e à Eng<sup>a</sup> Daniela Coelho por me nortear na realização dos ensaios e pela paciência que teve em me responder várias vezes às mesmas perguntas.

À Águas do Porto, E.M., e às pessoas com quem interagi, pela receptividade em atender ao meu pedido e por me autorizarem acesso à sua obra ofereço a minha gratidão.

Gostaria ainda de agradecer aos meus amigos por todos os bons momentos que passamos, e pelos que ainda virão.



## **RESUMO**

Todas as obras de engenharia civil acarretam riscos de segurança para todos os intervenientes. As escavações em vala não são diferentes, sendo até mais perigosas devido à frequência com que são feitas, mas principalmente porque, devido à sua aparente simplicidade, existe a tendência para facilitar, causando acidentes frequentes (muitas vezes fatais) e facilmente evitáveis.

As metodologias clássicas de avaliação da segurança começam a dar lugar a métodos mais completos, assentando na teoria da fiabilidade, onde a variabilidade estatística das propriedades que compõem um determinado problema é contabilizada. Mais ainda, nos problemas geotécnicos é notoriamente sabida a heterogeneidade dos solos que confere muita incerteza aos problemas, pelo que merece especial cautela.

A presente dissertação foca-se na aplicação dos métodos de fiabilidade a este tipo de obra em particular, nomeadamente a solos de aterro. Então, primeiramente são exibidos os problemas associados às escavações em valas. São de seguida expostas as propriedades geomecânicas dos solos, que regem o seu comportamento, passando depois à apresentação da teoria da fiabilidade, no qual é essencial compreender os conceitos de risco, margem de segurança e probabilidade de rotura.

A parte seguinte é dedicada à determinação analítica da altura máxima que é possível escavar numa vala de face vertical sem necessitar de entivação, a partir do Teorema da Região Superior, aplicada a valores concretos providos pela literatura. O resultado obtido pelo método de fiabilidade é depois comparado com os dos métodos tradicionais de cálculo.

Por fim, o último capítulo debruça-se sobre um caso prático, onde são caracterizadas estatisticamente as propriedades geotécnicas relevantes de um solo de aterro para este problema. A necessidade de abertura de valas em meio urbano é recorrente, sendo feita em vias de comunicação existentes, que por sua vez estão comumente assentes em material aterrado cujas características são provavelmente desconhecidas e muitas vezes dúbias. Então, o trabalho neste capítulo tenta deslindar as suas propriedades, já que os solos de aterro nunca são caracterizados a nível estatístico.

Termina-se esta dissertação com algumas conclusões e observações relativamente à aplicação da teoria da fiabilidade, bem como perspectivas de desenvolvimentos futuros.

**PALAVRAS-CHAVE:** escavação em valas, variabilidade, solos de aterro, fiabilidade, probabilidade de rotura





## **ABSTRACT**

All civil engineering works entail security risks for all its interveners. Trench excavations are no different, being even more dangerous because of the regularity in which they are made, but mainly because, due to their apparent simplicity, there is a tendency to facilitate, causing frequent (often fatal) and easily avoidable accidents.

The classic safety assessment methodologies begin to give way to more complete methods, based on reliability theory, where the statistical variability of the properties of a given problem is accounted for. Moreover, in geotechnical problems, soil heterogeneity is a well-known fact, which confers great uncertainty to the problems, and deserves special caution.

The present dissertation focuses on the application of reliability methods to this particular type of work, namely landfill soils. So, in first place are shown the problems associated with trench excavations. The geomechanical properties of the soils, which regulate their behavior, are then exposed, and then the theory of reliability is presented, in which it is essential to understand the concepts of risk, margin of safety and probability of failure.

The next part is dedicated to the analytical determination of the maximum height that can be excavated in a vertical face trench without requiring shoring, from the Upper Region Theorem, applied to concrete values provided in the literature. The result obtained by the reliability method is then compared with the traditional calculation methods.

Finally, the penultimate chapter takes a look at a practical case, where the relevant geotechnical properties of a landfill soil are statistically characterized for this problem. The need to open trenches in urban areas is recurrent, being made in existing roads, which in turn are commonly based on landfilled material whose characteristics are probably unknown and often dubious. So, the work on this chapter tries to shed a light on their properties, since landfill soils are never statistically characterized.

This dissertation concludes with some conclusions and observations regarding the application of reliability theory, as well as perspectives of future developments.

**KEYWORDS:** trench excavation, variability, landfill soils, reliability, probability of failure



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	1
1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	2
<b>2. PROBLEMAS ASSOCIADOS ÀS ESCAVAÇÕES EM VALAS</b> .....	3
2.1. ENQUADRAMENTO .....	3
2.2. PROPRIEDADES GEOMECÂNICAS DOS SOLOS .....	4
2.2.1. COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA .....	4
2.2.2. PESO VOLUMICO .....	5
2.2.3. ÍNDICE DE VAZIOS .....	6
2.2.4. TEOR EM ÁGUA .....	7
2.2.5. PERMEABILIDADE .....	7
2.2.6. ÂNGULO DE ATRITO .....	8
2.2.7. PERMEABILIDADE .....	8
2.2.8. MÓDULO DE DEFORMABILIDADE .....	8
2.2.9. ESTADO DE TENSÃO NOS MACIÇOS TERROSOS .....	8
2.3. A ESTABILIDADE NAS FACES DA ESCAVAÇÃO .....	9
2.4. MÉTODOS TRADICIONAIS DE ENTIVAÇÃO DE VALAS .....	12
2.5. IMPORTÂNCIA DO CONTROLO DO NÍVEL FREÁTICO .....	14
2.6. RECOMENDAÇÕES DE SEGURANÇA NA CONSTRUÇÃO .....	15
<b>3. TEORIA DA FIABILIDADE ASSOCIADA ÀS INCERTEZAS GEOTÉCNICAS</b> .....	17
3.1. INCERTEZAS GEOTÉCNICAS DEVIDO À VARIABILIDADE DAS PROPRIEDADES DOS SOLOS .....	17
3.2. CONCEITOS ESTATÍSTICOS .....	18
3.2.1. MÉDIA .....	18

3.2.2. VARIÂNCIA E DESVIO-PADRÃO.....	18
3.2.3. COEFICIENTE DE VARIAÇÃO .....	19
3.2.4. COVARIÂNCIA E COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO.....	20
3.2.5. REPRESENTATIVIDADE DOS RESULTADOS.....	20
<b>3.3. TEORIA DA FIABILIDADE .....</b>	<b>22</b>
3.3.1. ENQUADRAMENTO.....	22
3.3.2. METODOLOGIAS DE DIMENSIONAMENTO CLÁSSICAS .....	24
3.3.3. EUROCÓDIGOS.....	26
3.3.4. PASSOS E APROXIMAÇÕES NA ANÁLISE DE FIABILIDADE .....	28
3.3.5. ESTIMAÇÃO E ESCOLHA DA DISTRIBUIÇÃO.....	29
3.3.6. PROBABILIDADE DE ROTURA ASSOCIADA AO ÍNDICE DE FIABILIDADE .....	30
3.3.7. MÉTODO DE MONTE CARLO.....	33

## **4. MODELO DE AVALIAÇÃO DA PROBABILIDADE DE ROTURA DE UMA ESCAVAÇÃO DE FACE VERTICAL .....**

37

4.1. FÓRMULA ANALÍTICA DE DETERMINAÇÃO DA ALTURA MÁXIMA DE UMA ESCAVAÇÃO DE FACE VERTICAL .....	37
4.2. ANÁLISE DE SEGURANÇA.....	41
4.3. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DAS PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS .....	45

## **5. CASO DE ESTUDO – ESCAVAÇÃO DE VALA EM SOLO DE ATERRO .....**

47

5.1. ENQUADRAMENTO .....	47
5.2. LOCALIZAÇÃO DA OBRA.....	47
5.3. ENSAIO DE CORTE DIRETO .....	48
5.3.1. GENERALIDADES .....	48
5.3.2. RECOLHA DE AMOSTRAS .....	51
5.3.3. APONTAMENTOS SOBRE OS ENSAIOS FEITOS ÀS AMOSTRAS .....	53
5.4. INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS .....	54
5.5. ANÁLISE DE SEGURANÇA.....	60

<b>6. CONCLUSÕES .....</b>	<b>63</b>
<b>2.1. PRINCIPAIS CONCLUSÕES.....</b>	<b>63</b>
<b>2.1. PERSPETIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....</b>	<b>64</b>
 <b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	 <b>65</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1. – Exemplo de curva granulométrica de um solo .....	5
Fig. 2.2. – Entivação de madeira na rua Cardeal Dom Américo, Porto .....	12
Fig. 2.3. – Diagramas de impulsos segundo Terzaghi e Peck.....	13
Fig. 2.4. a) e b) – Rebentamento de conduta de esgotos e inundação da vala .....	14
Fig. 3.1. – Incerteza na estimativa de parâmetros do solo .....	18
Fig. 3.2. – Representatividade do desvio-padrão vs coeficiente de variação.....	19
Fig. 3.3. – Matriz de risco .....	22
Fig. 3.4. – Distribuição da carga e da resistência .....	24
Fig. 3.5. – Representação gráfica do índice de fiabilidade e da probabilidade de rotura relativamente à função de densidade de probabilidade de M .....	31
Fig. 3.6. – Zona segura e zona de rotura no plano ( $X_1$ , $X_2$ ) .....	34
Fig. 3.7. – Nuvem de pontos resultante de 1000 simulações de Monte Carlo .....	35
Fig. 4.1. – Superfície de deslizamento plana numa escavação de face vertical .....	37
Fig. 4.2. – Análise de sensibilidade.....	45
Fig. 5.1. – Posicionamento dos locais de recolha das amostras .....	48
Fig. 5.2. – Esquema de um aparelho de corte direto .....	49
Fig. 5.3. – Equipamento de ensaio de corte direto .....	50
Fig. 5.4. – Curva típica de tensão-deformação a partir de um ensaio de corte direto .....	50
Fig. 5.5. – Determinação dos parâmetros de resistência a partir dos resultados dos ensaios .....	51
Fig. 5.6. – Uniformização da superfície do solo .....	52
Fig. 5.7. – Solo preparado para a cravação do anel .....	52
Fig. 5.8. – Cravação do anel in-situ.....	52
Fig. 5.9. – Amostra após recolha .....	52
Fig. 5.10. – Amostra envolvida com película aderente .....	53
Fig. 5.11. – Amostra talhada e pronta para o ensaio .....	53
Fig. 5.12. – Partículas de grande dimensão .....	53
Fig. 5.13. – Detrito encontrado no interior da amostra, ao ser desmontada depois do ensaio .....	53
Fig. 5.14. – Curvas de força-deformação das 7 amostras.....	55
Fig. 5.15. – Envolvente de Mohr-Coulomb.....	57
Fig. 5.16. a) – Linha de tendência não corrigida para os pontos da combinação (3 4 5) .....	58
Fig. 5.16. b) – Correção da linha de tendência para $c=0$ na combinação (3 4 5) .....	58





## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1. – Relação entre profundidade e largura de uma vala .....	4
Tabela 2.2. – Mecanismos de rotura.....	10
Tabela 3.1. – Coeficientes de variação para argilas e areias .....	21
Tabela 3.2. – Propriedades dos solos residuais de granito na zona do Porto .....	21
Tabela 3.3. – Fatores de segurança típicos no dimensionamento geotécnico.....	25
Tabela 3.4. – Definição das classes de consequências .....	26
Tabela 3.5. – Valores mínimos recomendados para o índice de fiabilidade $\beta$ (estados limites últimos).....	27
Tabela 3.6. – Coeficientes parciais para as ações ou para os efeitos das ações .....	28
Tabela 3.7. – Coeficientes parciais para os parâmetros dos solos .....	28
Tabela 3.8. – Relação entre $P_f$ e $\beta$ .....	32
Tabela 4.1. – Alguns percentis representativos da distribuição normal.....	41
Tabela 4.2. – Valores das propriedades geotécnicas de solos residuais de granito.....	42
Tabela 5.1. – Medições iniciais das amostras .....	55
Tabela 5.2. – Resultados dos ensaios .....	56
Tabela 5.3. – Combinações de resultados.....	57
Tabela 5.4. – Propriedades dos solos de aterro .....	58
Tabela 5.5. – Valores característicos e valores de cálculo das propriedades dos solos de aterro .....	60



## SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

$\gamma$	– Peso Volúmico [kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_d$	– Peso Volúmico Seco [kN/m <sup>3</sup> ]
$W$	– Peso Total [kN]
$V$	– Volume Total
$w$	– Teor em Água (%)
$c$	– Coesão [kPa]
$\varnothing$	– Ângulo de Atrito [°]
$e_{min}$	– Índice de vazios mínimo
$e_{max}$	– Índice de vazios máximo
$e$	– Índice de vazios
$V_v$	– Volume de Vazios
$V_s$	– Volume das Partículas Sólidas
$W_w$	– Peso da Fase Líquida [kN]
$W_s$	– Peso das Partículas Sólidas [kN]
$\gamma_s$	– Peso Volúmico das Partículas Sólidas [kN/m <sup>3</sup> ]
$k$	– Coeficiente de Permeabilidade [m/s]
$E$	– módulo de elasticidade [GPa]
$H$	– Altura da Escavação
$K_a$	– Coeficiente de Impulso Ativo
$cv$	– Coeficiente de Variação
$\mu$	– Média
$\sigma^2$	– Variância
$s^2$	– Variância Amostral
$\sigma$	– Desvio-padrão
$cov$	– Covariância
$\rho$	– Coeficiente de Correlação
$M$	– Margem de Segurança
$R$	– Resistência
$E$	– Efeito das Ações
$FS$	– Fator de Segurança
$\hat{R}$	– Resistência Característica

$\hat{L}$  – Carga Característica

$E_d$  – Valor de Cálculo do Efeito das Ações

$R_d$  – Valor de Cálculo da Resistência

$\beta$  – Índice de Fiabilidade

$P_f$  – Probabilidade de Rotura

$\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_{\emptyset}, \gamma_c, \gamma_{cu}, \gamma_{qu}, \gamma_\gamma$  – Coeficientes Parciais

$F_u$  – Função de Distribuição Normal Acumulada

$H_{\text{máx}}$  – Altura Máxima

$\alpha$  – Ângulo da Superfície de Deslizamento com a Horizontal [°]

$\delta$  – Deslocamento

$\Psi$  – Ângulo de Dilatância

$W$  – Trabalho

$N$  – Força Normal [kN]

$T$  – Força Tangencial [kN]

$W_{\text{ext}}$  – Trabalho Exterior

$W_{\text{int}}$  – Trabalho Interior

$q$  – Sobrecarga [kPa]

$T$  – Reação do Ensaio de Corte Direto [kN]

$N$  – Força de Consolidação [kN]

$\tau$  – Tensão Tangencial [kPa]

$c'$  – Coesão Efetiva [kPa]

$\emptyset'$  – Ângulo de Atrito Efetivo [°]

SPT – Standard Penetration Test

FVT – Field Vane Test

CPT – Cone Penetration Test

EPC – Equipamentos de Proteção Coletiva

EPI – Equipamentos de Proteção Individual

WSD – Working Stress Design

CC – Classe de Consequências

RC – Classes de Fiabilidade

EC7 – Eurocódigo 7

EQU – Estados Limites de Perda de Equilíbrio

STR – Estados Limites de Rotura Estrutural

GEO – Estados Limites de Rotura do Terreno

FOSM – First-Order Second-Moment

TRS – Teorema da Região Superior

TRI – Teorema da Região Inferior

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Fig. – Figura



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

As escavações em vala afiguram-se como um dos tipos de obras mais comuns, não apenas no espectro da engenharia geotécnica, mas no conjunto de toda a engenharia civil. Ainda assim, devido à sua pouca importância ou magnitude da escala da obra, a segurança deste tipo de obras é frequentemente descurada por se pensar que uma obra aparentemente tão pouco relevante não necessita de medidas adicionais de segurança, resultando por vezes em acidentes fatais que poderiam e deveriam ser facilmente evitáveis. Aliás, tirando raras exceções em que nada poderia ter sido feito para prevenir a ocorrência de acidentes, quase todos os acidentes fatais que se registam seriam completamente evitáveis.

Historicamente, a profissão geotécnica tem lidado com a incerteza em projetos importantes usando a abordagem observacional; isto é bastante compatível com métodos baseados na fiabilidade. Nos últimos anos, a aplicação de métodos probabilísticos na engenharia geotécnica tem aumentado notavelmente (Baecher & Christian, 2003).

A segurança para o dimensionamento de uma obra geotécnica pode ser estimada através de várias metodologias. Tradicionalmente, o método mais amplamente utilizado é o do fator de segurança global, que mede as forças resistentes contra as forças atuantes. No entanto, a sua representatividade mostra-se deficiente pois não engloba as incertezas, que são tão distintivas nos materiais geotécnicos. Ao longo dos últimos anos tem-se notado um grande desenvolvimento no que concerne a este tema, e tem vindo a ser introduzidos os Eurocódigos, um conjunto de documentos com normas europeias, no qual são expostas metodologias mais amplas, entre as quais as metodologias semi-probabilísticas e probabilísticas que se baseiam na teoria da fiabilidade. Os Eurocódigos resultaram de um acordo da Comissão Europeia em 1975, sendo um conjunto de normas com o propósito de uniformizar os requisitos e especificações técnicas relativamente à estabilidade estrutural das edificações, abrangendo também as obras geotécnicas. Estes são obrigatórios desde 2010 em toda a União Europeia, de modo a haver uma filosofia de dimensionamento comum em todos os países integrantes. A introdução deste conjunto de documentos incentivou seriamente a adoção dos métodos dos estados limites e dos coeficientes de segurança parciais, não só no dimensionamento de estruturas, mas também das obras geotécnicas.

É inegável o efeito extremamente positivo que a introdução dos Eurocódigos provocou nos processos de dimensionamento. Além disso, deixa o caminho aberto para os métodos de dimensionamento mais complexos, como as análises de fiabilidade, que são presentemente pouco aplicadas no contexto atual. O risco é classicamente definido como o produto da probabilidade de ocorrência de um evento pelas suas consequências (os eventuais danos humanos e monetários que tal evento acarreta). A teoria da

fiabilidade é fundamental para a quantificação da probabilidade de ocorrência de um evento, abrangendo a variabilidade das características dos materiais, assumindo assim especial importância no dimensionamento geotécnico.

No desenvolvimento desta teoria, é apresentado o conceito de margem de segurança, bem como o índice de fiabilidade associado à probabilidade de rotura, que permite quantificar a avaliação da segurança de um determinado problema. Nos métodos atualmente utilizados não é feito explicitamente o cálculo da probabilidade de rotura, mas esta é precavida pela introdução dos coeficientes parciais de segurança e pela comparação entre as forças resistentes e as forças atuantes na estrutura que se pretende analisar.

A motivação para o desenvolvimento desta dissertação prende-se precisamente como facto de este tipo de obras, aparentemente tão simples na sua conceção e execução, acarretar vários riscos para os intervenientes na empreitada, que não sendo devidamente previstos e acautelados podem conduzir a fatalidades.

Esta dissertação pretende assim expandir um pouco as análises de segurança aplicadas a escavações em valas, não no sentido construtivo, mas no sentido da avaliação da estabilidade do solo envolvente à própria vala. Particularmente no caso de solos de aterro, onde a maior parte das valas são feitas em meio urbano, cuja determinação das propriedades geotécnicas raramente é feita.

## **1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

No capítulo 2 são apresentados os aspetos relativos às obras de escavação em vala, enunciando algumas condicionantes e cuidados a ter na execução de uma obra deste género. Descreve-se também as diferentes características estudadas nos solos, que servem para os representar e classificar, ajudando a compreender o seu comportamento. É a partir de algumas destas características que será baseada a análise desenvolvida nesta dissertação.

O capítulo 3 debruça-se sobre os princípios da teoria da fiabilidade, e o porquê da sua grande importância no contexto geotécnico. Aqui se expõe alguns conceitos estatísticos necessários na caracterização das propriedades do solo, para a sua aplicação numa análise de fiabilidade.

O capítulo 4 é dedicado ao modelo de análise de uma escavação de face vertical, no que toca ao cálculo da altura máxima que pode ser escavada sem requerer entivação. Esta avaliação é muito importante pois é a partir dela que se adquire um valor de referência para a profundidade da vala, podendo ajudar a evitar muitos problemas em obras. Demonstra-se também a importância da variabilidade de cada propriedade presente neste problema.

No capítulo 5 é exposto um caso prático, o qual foi desenvolvido através de algum trabalho laboratorial depois de ter sido contactada a empresa Águas do Porto, E.M., no sentido de se poder aceder a uma das suas empreitadas enquadradas no tema. É explicado sumariamente o processo de recolha de amostras de solo para serem submetidas a ensaios de corte direto, assim como o funcionamento do próprio ensaio e os contratempos que ocorreram neste período. Através da realização de alguns ensaios pretendeu-se fazer uma caracterização mais detalhada de um solo de aterro. Com os resultados dos ensaios, é feita a sua aplicação ao modelo desvelado no capítulo anterior, tecendo algumas considerações sobre a sua relevância e representatividade.



## 2

### PROBLEMAS ASSOCIADOS ÀS ESCAVAÇÕES EM VALAS

#### 2.1. ENQUADRAMENTO

As escavações para abertura de valas são das obras geotécnicas mais recorrentes no mundo da engenharia civil, pois é no seu interior que são albergadas as mais diversas redes de infraestruturas, desde condutas de água e gás, cabos de telefone, fibra ótica e eletricidade, bem como outros tipos de instalações.

Uma vala é definida como uma sendo uma escavação longa, geralmente com profundidade maior que a largura. Este tipo de obra é muito comum em meio urbano, e por questões económicas e de espaço, tenta-se escavar uma vala o mais estreita possível, normalmente aberta com as faces verticais. Este facto confere a estas obras um grande grau de perigo, acrescentando riscos aos trabalhadores que as executam, mas também a todas as pessoas nas proximidades.

A ausência ou deficiência de entivação nas valas representam cerca de 70% das causas de acidentes por soterramentos, causando cerca de 10% do total de mortes no setor da construção civil, em acidentes de trabalho. Tal acontece porque frequentemente as escavações são executadas sem qualquer estudo geotécnico e muitas vezes com entivações desadequadas ou mesmo inexistentes. As valas com mais de 1,2 metros de profundidade e largura igual ou inferior a  $\frac{2}{3}$  da profundidade, com paredes verticais devem ser entivadas e escoradas. Todas as outras escavações com geometria diferente devem ter as suas paredes de forma a prevenir os desmoronamentos (Grupo de Trabalho de Geotecnia Especialização de Geotecnia, 2004). As valas cuja profundidade seja inferior a 1,2 metros podem eventualmente ser dispensadas de entivação, caso não haja indicação em contrário. Rocha e Gaspar (2010) elaboraram, com base no decreto-lei nº 41821, de 11 de agosto de 1958, um conjunto de valores de referência da relação entre profundidade e largura de uma vala, sistematizados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1. – Relação entre profundidade e largura de uma vala (Rocha & Gaspar, 2010)

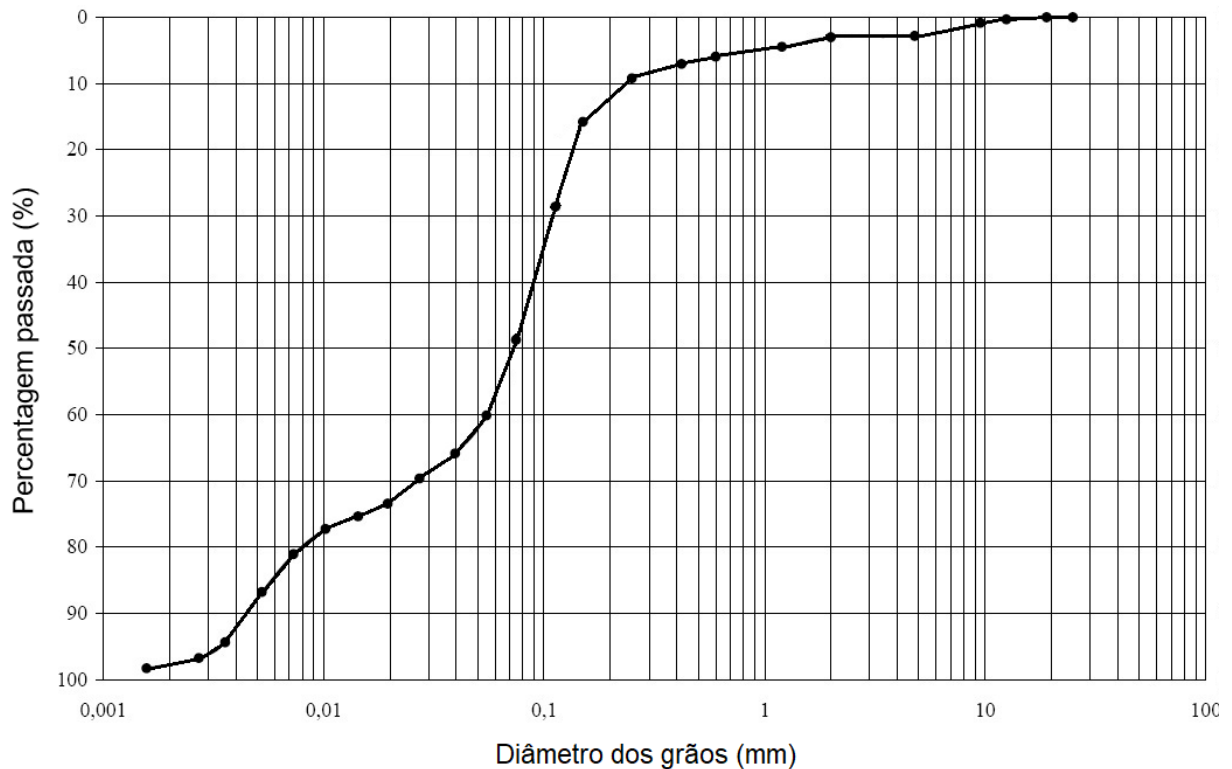
Profundidade da vala (m)	Largura mínima livre (m)
Menos de 1,50	0,60
Entre 1,50 e 2,0	0,70
Entre 2,0 e 3,0	0,90
Entre 3,0 e 4,0	1,20
Mais de 4,0	1,30

## 2.2. PROPRIEDADES GEOMECÂNICAS DOS SOLOS

Antes de se abordar especificamente os tipos de rotura que podem ocorrer na abertura de valas, é importante perceber o modo como é regido o comportamento do solo. Um solo comporta-se com base nas propriedades físicas e geomecânicas que apresenta, propriedades essas que foram sendo adquiridas devido aos processos naturais a que foram sujeitos ao longo dos anos que firmaram a sua conceção.

### 2.2.1. COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA

Um solo natural é geralmente composto por partículas de variadas dimensões, por vezes mais uniformes e por vezes mais heterogéneas. A análise granulométrica é feita geralmente por peneiração, para partículas de maiores dimensões (diâmetro superior a 0.075mm), e por sedimentação, para partículas de menores dimensões (até 0.075 mm). Este procedimento resulta na representação da curva granulométrica (Figura 2.1.), a partir da distribuição em percentagem ponderal (isto é, em percentagem do peso total) das partículas do solo de acordo com as suas dimensões (Matos Fernandes, 2010). Ou seja, a partir do diâmetro das partículas classificam-se os solos em argilas, siltes, areias e cascalhos (ordem crescente das dimensões).



Argila	Silte			Areia			Cascalho		
	Fino	Médio	Grosso	Fina	Média	Grossa	Fino	Médio	Grosso

Figura 2.1. - Exemplo de curva granulométrica de um solo

Os solos podem ser classificados em 15 grupos conforme a sua dimensão granulométrica e limites de consistência, pela Classificação Unificada (ASTM 2487-85), destinada a orientar a aplicação dos solos em obras como barragens de terra ou outro tipo de aterros. A experiência acumulada pela observação de muitas obras permite que se possa associar um determinado comportamento a cada grupo. Numa divisão mais genérica, há dois tipos principais de solos: os solos grossos e os solos finos. Classificam-se como solos finos aqueles em que mais de 50% (em peso) atravessa o peneiro #200 (diâmetro inferior a 0,075mm) e os solos em que sucede o contrário, ou seja, que apresentam uma maioria de partículas com maior dimensão, classificam-se como solos grossos. Conforme a percentagem de material retido nos vários peneiros de diferentes dimensões e o seu limite de consistência, é dada uma determinada classificação.

### 2.2.2. PESO VOLÚMICO

O peso volúmico,  $\gamma$ , é o peso do solo por unidade de volume, normalmente especificado em  $\text{kN/m}^3$ . Como este é influenciado pela quantidade de água presente no solo, devido às condições meteorológicas e hidrogeológicas presentes no local em estudo, é muitas vezes utilizado o peso volúmico seco,  $\gamma_d$ , que contabiliza o peso da amostra do solo no caso de perder toda a água sem haver variação de volume.

Tendo então a amostra recolhida, basta conhecer o seu peso e volume. Sendo  $W$  o peso total da amostra e  $V$  o volume total da amostra, o peso volúmico e peso volúmico seco são dados, respetivamente, por:

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (2.1.)$$

$$w = \frac{W_w}{W_s}; W = W_w + W_s = W_s(1 + w); \gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{\gamma}{1 + w} \quad (2.2.)$$

onde  $w$  é o teor em água, o qual será descrito no subcapítulo 2.2.4.

O peso volúmico pode também ser determinado *in-situ* a partir de ensaios feitos em campo, tais como o método da garrafa de areia ou a utilização do gamadensímetro. Pode ainda ser deduzido a partir do resultado do ensaio SPT, sendo o objetivo fundamental deste ensaio o reconhecimento e identificação do(s) tipo(s) de solo, pelo que o valor deduzido do peso volúmico é apenas empírico.

### 2.2.3. ÍNDICE DE VAZIOS

A arrumação das partículas constituintes de um solo pode assumir uma infinidade de arrumações, correspondentes a um intervalo de valores do índice de vazios ( $e_{\min}$  a  $e_{\max}$ ). O índice de vazios,  $e$ , é dado pelo volume de vazios (ar e água),  $V_v$ , sobre o volume das partículas sólidas,  $V_s$ , como pode ser observado na equação 2.3.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.3.)$$

O intervalo de valores está associado à composição granulométrica do solo, na medida em que um solo bem graduado irá exibir uma gama mais ampla de valores, principalmente o  $e_{\min}$  que atinge valores muito mais baixos. Nos solos mal graduados o intervalo será mais estreito, pois as partículas terão tamanhos mais semelhantes entre si e mesmo uma arrumação muito compacta deixará ainda assim vazios relativamente grandes.

O índice de vazios natural corresponde ao valor que um dado solo apresenta *in-situ*, situando-se dentro do intervalo  $e_{\min} - e_{\max}$ .

Tipicamente, nas obras onde se usa o solo como aterro, não é relevante se o solo se apresenta solto ou compacto no estado natural, uma vez que será compactado quando for colocado. Interessa então a compacidade que pode atingir quando compactado, portanto é importante que o solo a ser utilizado para aterro seja o mais bem graduado possível (apresentando um  $e_{\min}$  muito baixo), para que a compactação lhe confira um índice de vazios mais baixo e exiba melhor comportamento quando solicitado às cargas advindas (Matos Fernandes, 2010).

#### 2.2.4. TEOR EM ÁGUA

Designa-se por teor em água,  $w$ , a quantidade de água presente num determinado volume de solo, sendo expresso em percentagem. Assume o valor de 0% para solos secos e pode ser superior a 100% em solos argilosos e orgânicos. Esta propriedade é facilmente oscilante devido às condições climáticas e hidrogeológicas presentes no local, que facilmente se alteram numa questão de dias e até de horas.

Este teor pode ser calculado a partir do método da secagem em estufa ou diretamente no local a partir de sensores de humidade ou pela utilização do gamadensímetro. Pelo primeiro método determina-se o valor do teor em água dividindo os pesos de duas das partes que compõem a amostra: a parte líquida (geralmente água),  $W_w$ , pela parte sólida (as partículas do solo),  $W_s$ .

$$w (\%) = \frac{W_w}{W_s} \quad (2.4.)$$

Esta propriedade pode ser relacionada matematicamente com o índice de vazios e o peso volúmico através das equações expostas abaixo. Os passos para a obtenção destas equações pode ser encontrado, por exemplo, na obra de Matos Fernandes (2010).

$$\gamma = \gamma_s \frac{1 + w}{1 + e} \quad (2.5.)$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e} \quad (2.6.)$$

#### 2.2.5. PERMEABILIDADE

A permeabilidade indica a capacidade de percolação da água através dos espaços vazios de um solo. O comportamento dos solos argilosos, no que concerne à permeabilidade, é fundamentalmente diferente do comportamento dos solos arenosos. As argilas têm normalmente uma permeabilidade muito baixa podendo considerar-se até impermeáveis em alguns casos, enquanto as areias são normalmente permeáveis, estando este parâmetro diretamente relacionado com o tamanho das partículas que formam o solo. Por exemplo, na construção de uma barragem de aterro, é muito comum o interior ser formado por um núcleo de solo argiloso muito pouco permeável, que provoque uma perda de carga significativa da água que atravessa a barragem.

A permeabilidade de um solo tipicamente é um parâmetro com grande variabilidade, porventura o que exhibe a maior gama de valores. Uma rocha terá permeabilidade a rondar zero, enquanto que um espaço vazio terá permeabilidade a tender para o infinito (adaptado de Fenton & Griffiths, 2008). Os solos, sendo constituídos por partículas sólidas e espaços vazios, exibirão uma permeabilidade de acordo com a facilidade com que a água os atravessa.

O coeficiente de permeabilidade,  $k$ , pode ser determinado através de ensaios de laboratório e de ensaios *in-situ*, mas também avaliado através de fórmulas empíricas ou semiempíricas que o relacionam com o diâmetro das partículas.

#### 2.2.6. ÂNGULO DE ATRITO

O ângulo de atrito,  $\phi$ , é uma propriedade intrínseca de um solo, resultante da rugosidade entre as partículas e a sua interligação.

Os aterros e escavações feitos em taludes dependem muito desta propriedade, uma vez que o ângulo máximo que o talude pode fazer com a horizontal não deve exceder o ângulo de atrito do material que o compõe, para que se garanta a não ocorrência de escorregamentos.

Pode ser determinado laboratorialmente através de ensaios de corte direto ou ensaios triaxiais. Assim como o peso volúmico, o ângulo de atrito pode também ser correlacionado empiricamente com os resultados de ensaios SPT.

Existe um modo muito simples e expedito para ter uma ideia do valor do ângulo de atrito, na impossibilidade de o fazer pelos métodos acima citados. Muito simplesmente pode-se fazer um pequeno monte com o material em questão, onde as partículas caídas umas em cima das outras formarão um declive. Esse declive corresponderá de grosso modo ao ângulo de atrito desse mesmo material, demonstrando um valor num limiar muito inferior. Este, no entanto, é válido apenas para solos soltos (a volume constante).

#### 2.2.7. COESÃO

A coesão,  $c$ , é resultante da estrutura dos solos. É a capacidade de as partículas que compõem o solo aderirem entre elas, onde a água existente entre as partículas funciona como “cola”. A base deste comportamento é molecular.

A coesão particular é baseada na ação capilar e tensão superficial da água, que está dependente de duas coisas: o tamanho e forma das partículas do solo e da quantidade de água presente. As partículas mais pequenas possuem uma forma aproximadamente laminar (como é o caso das argilas) e, portanto, com maior área superficial tornam-se mais apropriadas a este fenómeno, ao passo que partículas maiores com forma mais arredondada têm menos área superficial em termos relativos e a capilaridade não se evidencia.

Esta propriedade é normalmente determinada através de ensaios de laboratório (corte direto, ensaios triaxiais,...) ajustando-se uma reta à envolvente de resistência. Para o caso de solos argilosos, usam-se frequentemente correlações com os resultados dos ensaios de campo, sendo, neste caso, os ensaios mais conhecidos o FVT (Field Vane Test) ou o CPTu.

#### 2.2.8. MÓDULO DE DEFORMABILIDADE

O módulo de deformabilidade,  $E$ , também designado de módulo de Young, é o parâmetro de deformabilidade do solo normalmente aplicado no cálculo de assentamentos para cargas estáticas. Geralmente depende da consistência e dureza do solo, sendo tanto maior quanto mais denso o solo for.

Há várias formas para a obtenção deste parâmetro, podendo ser determinado laboratorialmente, a partir do ensaio triaxial ou indiretamente do ensaio edométrico, ou estimado em campo a partir do SPT, CPT ou pressiómetro. Também pode ser correlacionado conforme a classificação unificada atribuída ao solo, pode-se relacionar com os valores típicos.

### 2.2.9. ESTADO DE TENSÃO NOS MACIÇOS TERROSOS

A definição geral de tensão mecânica expressa a distribuição de forças por unidade de área. Distintamente no seio geotécnico, o conceito de tensão é mais complexo do que num meio contínuo, uma vez que os solos são sistemas formados por partículas. Mas, devido à impossibilidade de calcular as forças e áreas de contacto entre cada partícula, conduz a uma simplificação – tensões em meio contínuo. Assim, o conceito de tensão usado em Mecânica dos Solos representa as forças transmitidas entre as partículas constituintes de um solo, sendo essas forças também suportadas pela água presente nos espaços vazios entre partículas, ou poros.

Consideram-se positivas as tensões normais de compressão e negativas as tensões normais de tração.

### 2.3. A ESTABILIDADE NAS FACES DA ESCAVAÇÃO

A estabilidade de uma escavação depende da capacidade resistente do solo relativamente às tensões decorrentes da escavação. Por outras palavras, um solo que disponha de uma determinada forma e volume iniciais, sofrerá deformações decorrentes da solicitação a que for sujeito. A magnitude dessas deformações estará dependente das propriedades intrínsecas desse solo e do seu estado inicial, apresentadas no subcapítulo anterior. Para a compreensão do comportamento de um solo face a determinada solicitação é extremamente importante conhecer o estado de tensão presente nesse solo. As tensões presentes ocorrem devido ao peso próprio das partículas constituintes do solo e devido a solicitações externas.

Naturalmente a dimensão das partículas influencia o comportamento dos solos. Um solo arenoso seco não estabelece forças de união entre partículas, significando que a sua coesão é nula. Diz-se assim que é um material puramente atrítico. Caso se encontrasse no local de escavação um solo com estas características, este desmoronar-se-ia para o interior da escavação (imagine-se a tentar fazer um buraco na praia, a areia superficial completamente seca à volta do buraco cairia para dentro deste). Portanto a única solução de escavação vertical seria a entivação. Outra solução para a escavação em solos arenosos, nas situações onde existe espaço suficiente na área envolvente, é a escavação com faces inclinadas que não excedam o ângulo de atrito do material presente. Estes solos são bastante suscetíveis a solicitações instantâneas e a vibrações.

Os solos argilosos, onde as partículas que têm dimensões na ordem de 1  $\mu\text{m}$  (1 milésimo de milímetro) são as prevalentes, apresentam um comportamento muito diferente. Estas partículas regem o comportamento do solo, devido à sua forma laminar e ao facto de serem quimicamente muito ativas, desenvolvendo-se entre elas *forças de superfície* que podem, em muitos casos, ultrapassar em importância as *forças gravíticas*.

Este tipo de solos, quando sujeitos a solicitações rápidas, apresentam um comportamento não drenado, comandado pela sua resistência em condições não drenadas. Porém, tal depende do tipo de obra uma vez que, em escavações, geram-se excessos de pressões neutras negativos, fazendo que a situação crítica em termos de estabilidade seja comandada pelas tensões efetivas, a longo prazo. Pode dar-se como exemplo de assentamento temporal de argilas a famosa torre inclinada de Pisa (sofreu assentamentos diferenciais devido a um fenómeno designado de *leaning instability* – a combinação de solos relativamente deformáveis com o alto centro de gravidade da torre em relação à dimensão em planta da sua fundação).

O caso das escavações feitas em maciços rochosos é diferente, pois requer uma análise específica. Nestes casos deve ser feito o estudo geológico-geotécnico da rocha que compõe o maciço,

identificando as diáclases e a sua orientação, que depois possibilitam antever eventuais escorregamentos de blocos.

Algumas situações podem aumentar a tensão do solo:

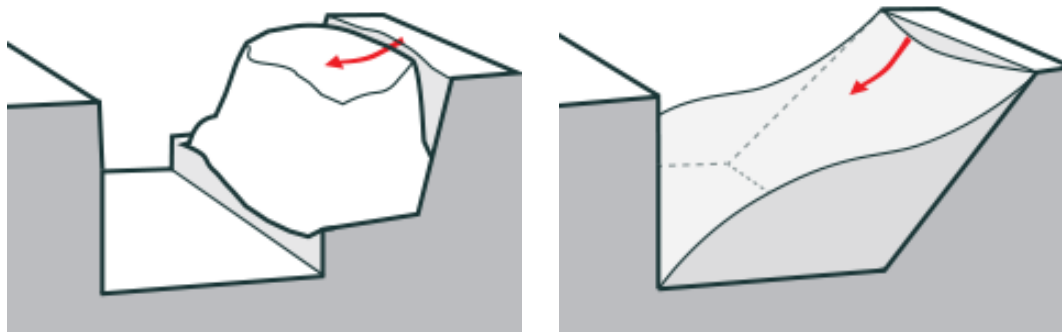
- Escavações profundas com faces muito inclinadas, removendo o suporte natural do material escavado;
- Sobrecargas à superfície adjacentes à escavação, como depósito do material escavado, equipamentos de escavação ou outros materiais;
- Choques e vibrações;
- Pressão da água devido ao nível freático;
- Fenómenos naturais, por exemplo, sismos podem causar a liquefação de um solo granular.

Existem situações que podem diminuir a capacidade resistente do solo:

- Excesso de pressão neutra em solo granular pode causar levantamento hidráulico;
- A secagem do solo pode reduzir a coesão dos solos granulares e solos com grande teor orgânico, podendo desmoronar facilmente;
- Tensões prolongadas podem causar deformações elásticas;
- Inatividade prolongada no local de escavação.

Existem vários mecanismos de rotura possíveis para as valas não suportadas, sendo os fatores mais importantes a considerar a humidade do solo, as tensões presentes no solo e as alterações que sofre após a escavação. Entre os mecanismos de rotura possíveis podem-se enumerar os referidos na Tabela 2.2.

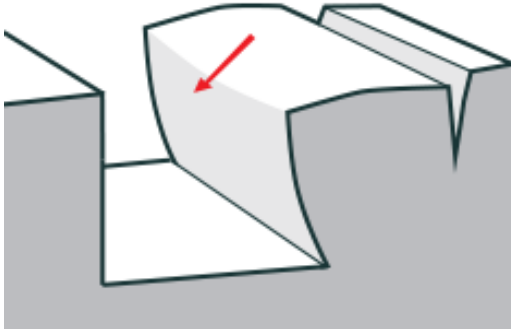
Tabela 2.2. – Mecanismos de rotura (imagens retiradas de WorkSafe New Zealand)



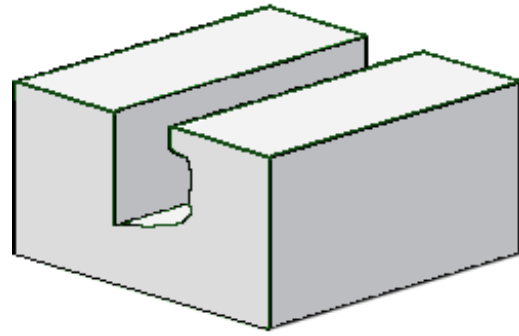
1. Fendas de tração à superfície, normalmente a uma distância da face vertical de 0,5 a 0,75 vezes a profundidade da escavação, havendo inclinação das paredes para o interior;

2. Escorregamentos, resultantes das fendas de tração;

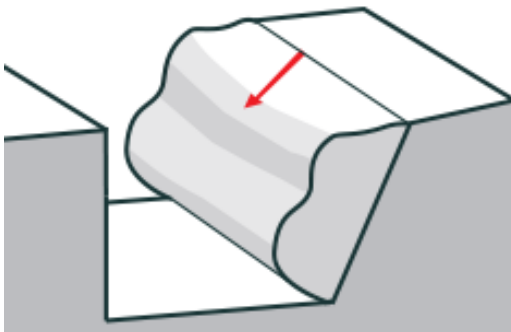




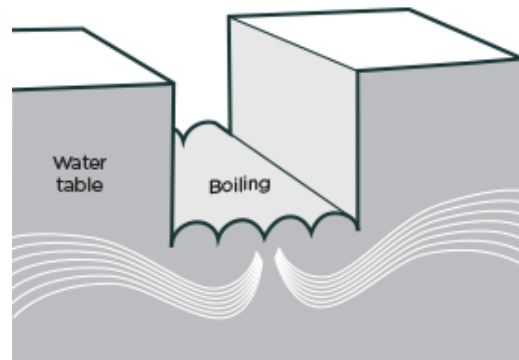
3. *Toppling*, pode também ser causado pelas fendas de tração;



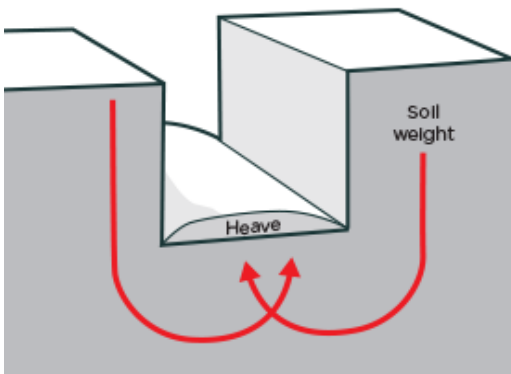
4. Erosão do terreno na base do talude;



5. Subsidência da superfície e abaulamento da parede de escavação, na qual a face forma uma "barriga" para dentro da escavação e pode desmoronar;



6. Levantamento hidráulico, onde a força da percolação para o interior da escavação anula as tensões efetivas do solo e se verifica o levantamento do solo na base;



7. *Heave*. Levantamento do solo no fundo da escavação, mas este devido ao peso do solo adjacente à escavação.

Devido a todas estas possibilidades, é necessária a monitorização constante de uma escavação não entivada. No decorrer da obra, as condições da escavação poderão alterar-se pela descompressão do solo devido à escavação ou pela variação das condições climáticas, pelo que devem ser tomadas ações de proteção da obra e dos trabalhadores. Mesmo escavações que à primeira vista parecem inofensivas podem ser perigosas. Já tem sido verificados casos de valas com menos de 1,5 metros de

profundidade a colapsarem, profundidade essa suficiente para soterrar um homem e para provocar sérios ferimentos.

Antes da abertura de uma vala deve ser feita uma pesquisa e levantamento extensivo das instalações já existentes que coexistam ou atravessem o percurso planeado da vala. Essas instalações continuam a servir a população existente e deve-se ter cuidado para não interromper o seu funcionamento, pois o transtorno causado por tal pode ser importante. Inclusivamente é preciso ter cuidado para não as danificar, pois pode ser perigoso para os trabalhadores caso tal aconteça (por exemplo, o rebentamento de uma conduta de gás pode provocar explosões). A vala deve estar aberta apenas durante o tempo mínimo necessário para a realização do serviço pretendido. Normalmente, também por razões logísticas, a vala não é escavada de uma vez só em todo o seu comprimento, mas o seu progresso é feito gradualmente, e vai sendo tapada onde o trabalho foi já efetuado.

## 2.4. MÉTODOS TRADICIONAIS DE ENTIVAÇÃO DE VALAS

Podendo verificar-se a possibilidade de ocorrência de algum tipo de rotura, expostos anteriormente, das paredes de escavação, deve ser aplicado algum sistema de entivação, colhendo partido do facto de as paredes poderem ser entivadas uma contra a outra através de escoras.

Tradicionalmente, a escavação era feita à mão e as paredes da escavação eram suportadas por madeira, cujas componentes eram escoras, vigas e pranchas de madeira, como é demonstrado na Figura 2.2.



Figura 2.2. – Entivação de madeira na rua Cardeal Dom Américo, Porto

Esta solução de entivação é barata e simples de fabricar, além de versátil. Este método é ainda muito comum, no entanto as componentes de madeira foram largamente substituídas por componentes de aço, uma vez que oferecem melhor comportamento mecânico e são mais confiáveis (Buddleigh, 1989), e a escavação é geralmente feita através de meios mecânicos, nomeadamente escavadoras hidráulicas e retroescavadoras.

No dimensionamento de entivações tradicionais, seria de esperar que a carga fosse aumentando conforme a profundidade de forma mais ou menos linear, do modo como é feito o dimensionamento de muros de suporte de terras através das teorias clássicas de Rankine e Coulomb. De um modo geral, nestes casos as terras adjacentes aplicam forças predominantemente horizontais no muro de suporte, sendo que a resultante e distribuição dessas forças resultam no diagrama de impulsos. No cálculo do valor desse impulso postula-se que a resistência ao corte do solo está integralmente mobilizada, ou seja, que o maciço se encontra numa situação de equilíbrio limite (Matos Fernandes, 1990). A partir de uma geometria inicial da estrutura de suporte, o dimensionamento obedece às verificações de segurança relativamente aos vários estados limite, sendo um procedimento iterativo onde se vai ajustando progressivamente a geometria até atingir o comportamento satisfatório, e também o mais económico possível.

Mas a experiência e as medições das obras reais provaram que, nos casos de cortinas escoradas, essas teorias não são aplicáveis diretamente. Assim que o primeiro nível de escoras é colocado na fase inicial da escavação, os deslocamentos da cortina nessa zona serão bastante reduzidos. Assim que a escavação progride, e antes de ser colocado o segundo nível de escoras, o peso dos solos suportados empurra a cortina para o interior da escavação, mas o topo mantém-se praticamente imóvel, não sofrendo movimentos. Após colocação do segundo nível de escoras, a fase de escavação seguinte vai permitir novos deslocamentos, abaixo desse nível, e assim sucessivamente. Terzaghi e Peck (1967) avaliaram esta situação e analisaram os resultados e propuseram os diagramas envolventes de impulsos, para o dimensionamento de cortinas escoradas, apresentados na Figura 2.2.

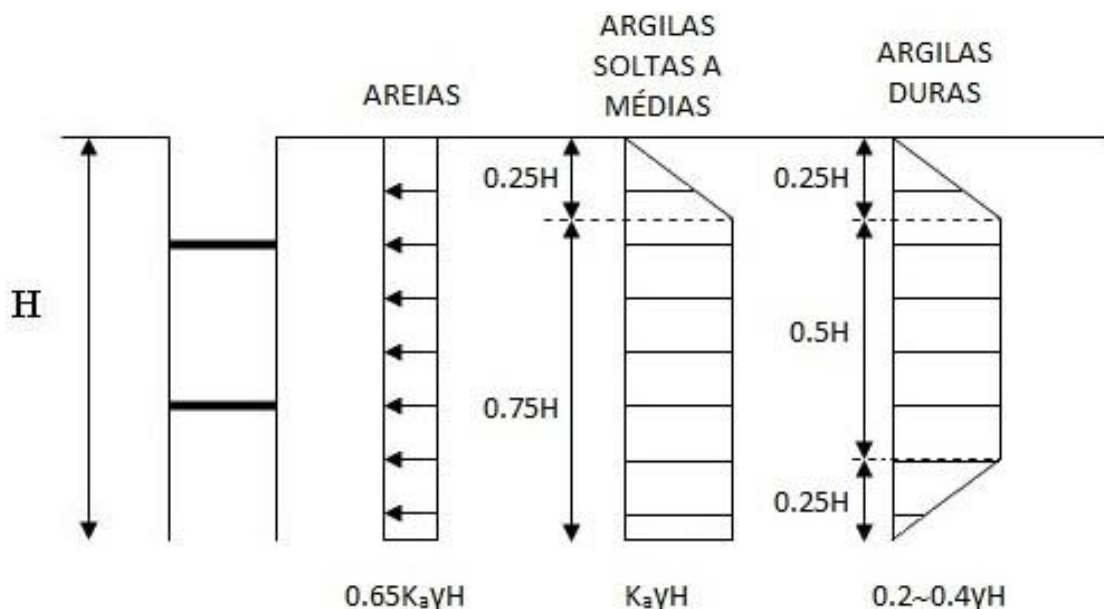


Figura 2.3. – Diagramas de impulsos segundo Terzaghi e Peck (adaptada de imagem retirada de <http://osp.mans.edu.eg/sfoundation/latrual.htm>)

Mas as estruturas de suporte de terras não se cingem às entivações, estas servem para suportar o solo neste caso particular de uma escavação que são as valas. As escavações que requerem soluções mais complexas para o suporte de terras, onde se pode dizer que são obras propriamente geotécnicas, requerem uma análise mais aprofundado da solução a adotar. Cada caso em particular pode requerer uma solução única, desde cortinas autoportantes, cortinas multi-escoradas, cortinas do “tipo Berlim”, entre outras. Podem ser inclusive adotadas soluções que combinem estas com outros elementos, como pregagens, ancoragens ou até lajes de *jet-grouting*. O estudo da aplicação destas possibilidades está bem documentado na literatura e vai para além do âmbito do tema desta dissertação, pelo que não necessita de maior exposição neste trabalho.

Qualquer que seja a solução adotada para a entivação, esta deve garantir que, ao ser instalada, não exponha os executantes a riscos de desmoronamentos; deve ser suficientemente resistente para se opor “sem” deformação, ou risco de rotura, às pressões das terras e da água sobre a parede; deve ser concebida de modo a que todos os elementos constituintes da entivação estejam ligados entre eles, de modo a que não se desloquem sob ação de um impulso inclinado em relação à parede da escavação (Grupo de Trabalho de Geotecnia. Especialização de Geotecnia, 2004).

## 2.5. IMPORTÂNCIA DO CONTROLO DO NÍVEL FREÁTICO

Qualquer engenheiro diz que a água no subsolo é inimiga das obras geotécnicas. A escavação de uma vala não é diferente. Nas situações em que o nível freático é um obstáculo, ou seja, quando o nível freático se encontra próximo da superfície, para permitir o trabalho em melhores condições de segurança durante a escavação, é necessário remover a água da escavação ou, pelo menos, reduzi-la a quantidades que não interfiram com o desenvolvimento da obra. Para tal recorre-se ao rebaixamento do nível freático na contiguidade da escavação utilizando bombas hidráulicas para a drenagem da água.

A proveniência da água que entra na vala pode ser diversa: entrada de água subterrânea onde a escavação atinge o lençol freático; escoamento superficial de água; interseção de drenos ou valas já existentes; inundações provenientes de acidentes, como por exemplo o rebentamento de uma conduta; em circunstâncias excecionais, da escavação em terreno impermeável penetrando num estrato anterior contendo água à pressão hidrostática (Budleigh, 1989).



Figura 2.4. a) e b) – Rebentamento de conduta de esgotos e inundação da vala



Destas origens, a situação que requer maior atenção é a água subterrânea, pois caso interfira com a obra está sempre presente e deve ser incessantemente controlada. O nível freático é rebaixado a cota inferior à cota de trabalho, mas não deve descer mais do que necessário para a segurança da obra pois pode alterar significativamente as condições do solo e também causar problemas de cariz ambiental. Deve ser, portanto, monitorizado continuamente.

A escavação a seco permite o desenvolvimento do trabalho no interior da vala com maior comodidade, economia e perfeição, garante mais segurança aos trabalhadores e equipamento, reduz a impulsão sobre eventuais contenções provisórias, permite o escoamento de água das chuvas e reduz o arraste de finos, levantamento do solo ou a liquefação (Brito, 1999).

Entre as várias soluções para o rebaixamento do nível freático, podem ser referidas, por exemplo, poços de bombagem, drenagem horizontal, agulhas filtrantes, sistemas de ejeção ou por eletro-osmose (utilizado em solos muito pouco permeáveis). A solução mais simples e barata é permitir que a água entre na vala e escorra para um sumidouro para que seja depois bombada para fora com uma bomba hidráulica, apesar de poder causar instabilidade na escavação.

## **2.6. RECOMENDAÇÕES DE SEGURANÇA NA CONSTRUÇÃO**

Atualmente existem já recomendações e fichas de procedimentos bem estabelecidos no que concerne à abertura de valas, de modo prevenir eventuais acidentes e garantir a segurança de todos os intervenientes na obra. Para promover melhores condições de segurança e saúde no trabalho, foi adotada em 1989 a diretiva 89/391/CEE em toda a Europa, que define ordens mínimas relativamente a esses aspetos. Os princípios gerais de prevenção definidos por esta diretiva são então (Fortunato, 2016):

- i. Evitar os riscos;
- ii. Avaliar os riscos que não possam ser evitados;
- iii. Combater os riscos na origem;
- iv. Adaptar o trabalho ao Homem;
- v. Ter em conta o estado de evolução da Técnica;
- vi. Substituir o que é perigoso pelo que é isento de perigo ou menos perigoso;
- vii. Planificar a prevenção;
- viii. Dar prioridade às medidas de proteção coletiva em relação às medidas de proteção individual;
- ix. Dar instruções adequadas aos trabalhadores.

Como em qualquer tipo de obra de construção civil, devem estar presentes na obra equipamentos que protejam a integridade física e a saúde de todos os intervenientes, uma vez que uma obra é um local hostil e perigoso. Estes equipamentos pretendem estabelecer condições mínimas de segurança e previnem danos e acidentes, ou seja, são medidas preventivas. Entre os Equipamentos de Proteção Coletiva (EPC) podem citar-se os mais importantes: caixa de primeiros socorros, proteção de equipamentos elétricos e circuitos, placas sinalizadoras e avisos, corrimões e redes de proteção, acessos e passagens (escadas, rampas e passadiços), extintores. Todos os trabalhadores devem usar Equipamentos de Proteção Individual (EPI), nomeadamente: capacete, colete refletor, calçado com proteção mecânica, bem como protetores auriculares, máscaras com filtro e luvas.

Os riscos mais prováveis na escavação de valas são os seguintes (Grupo de Trabalho de Geotecnia. Especialização de Geotecnia, 2004):

- Colapso ou queda do terreno;
- Colapso de estruturas vizinhas;
- Perigos resultantes de construções existentes;
- Perigos resultantes de máquinas;
- Queda de objetos;
- Queda de pessoas.

Importa realçar que a prevenção é a chave para uma obra segura, e os acidentes e contratempos devem ser evitados em vez de serem corrigidos. Algumas medidas de prevenção numa escavação em valas são apresentadas de seguida (Segundo, 2009):

- Usar equipamentos e máquinas adequados às características da abertura da vala a efetuar;
- As valas com mais de 1,2 metros de profundidade devem ser entivadas adequadamente;
- Nos locais expostos a vibrações, a entivação deve ser reforçada;
- Os produtos da escavação não devem ser colocados a menos de 1 metros do bordo da vala;
- Em valas com grande comprimento (superior a 15 metros), colocar passadiços dotados de guarda-corpos e rodapé;
- Caso presente, impedir a acumulação de água no fundo da escavação, mantendo constante a bombagem da água;
- Colocar escadas com comprimento adequado para o acesso seguro dos trabalhadores ao interior das valas;
- A desmontagem das escoras deve ser feita exclusivamente quando os trabalhadores se encontrarem a uma distância superior à zona de risco.

Para cada tipo de risco estão associadas as causas do mesmo e as medidas preventivas a ser tomadas. O projeto da obra deve especificar o nível de risco e justificá-lo devidamente, assim como a escolha das medidas preventivas consideradas.

# 3

## TEORIA DA FIABILIDADE ASSOCIADA ÀS INCERTEZAS GEOTÉCNICAS

### 3.1. INCERTEZAS GEOTÉCNICAS DEVIDO À VARIABILIDADE DAS PROPRIEDADES DOS SOLOS

A formação dos solos e das rochas deveu-se a milhões de anos de processos naturais aos quais estiveram sujeitos, conferindo-lhes as propriedades que o geólogo ou engenheiro geotécnico tenta caracterizar. A imensidão de processos naturais disponíveis significa que a diversidade de solos que daí podem resultar é imensa.

A aleatoriedade de processos numa escala de tempo geológico, que está fora do domínio de controlo do Homem é que confere a enorme variabilidade aos solos e dificulta o trabalho na área da Geotecnia, ao contrário dos outros ramos da Engenharia Civil, aonde os materiais utilizados estão normalizados e são devidamente controlados no seu fabrico. É esta incerteza das propriedades dos materiais que se afigura crítica na área da Geotecnia. É também difícil tratar os detalhes geológicos que não são detetados por desconhecimento na exploração do local. Nota-se ainda que a incerteza destas propriedades diminui com a artificialização do solo.

As incertezas geotécnicas devem-se a quatro motivos principais: a variabilidade inerente das propriedades do solo, erros humanos e das medições, incerteza na transformação das condições de um problema num modelo de cálculo e definição e quantificação das ações. A variabilidade inerente é resultante dos processos geológicos contínuos que formam o solo e o alteram continuamente, e é modelada como sendo um campo aleatório, podendo ser descrito através do coeficiente de variação,  $cv$ , e da escala de flutuação. Os erros nas medições resultam do manuseamento dos equipamentos, do operador e outros efeitos aleatórios dos testes. A terceira é derivada da manipulação dos resultados das medições *in-situ* e transformados em propriedades dos solos usando correlações empíricas ou outros modelos (adaptado de Phoon & Kulhawy, 1999).

A variabilidade geotécnica revela-se então como um assunto complexo e é resultado de várias fontes de incerteza. A Figura 3.1. ilustra o procedimento para a estimativa do valor associado a um determinado parâmetro do solo, bem como as fontes de incerteza associadas a cada passo do procedimento.

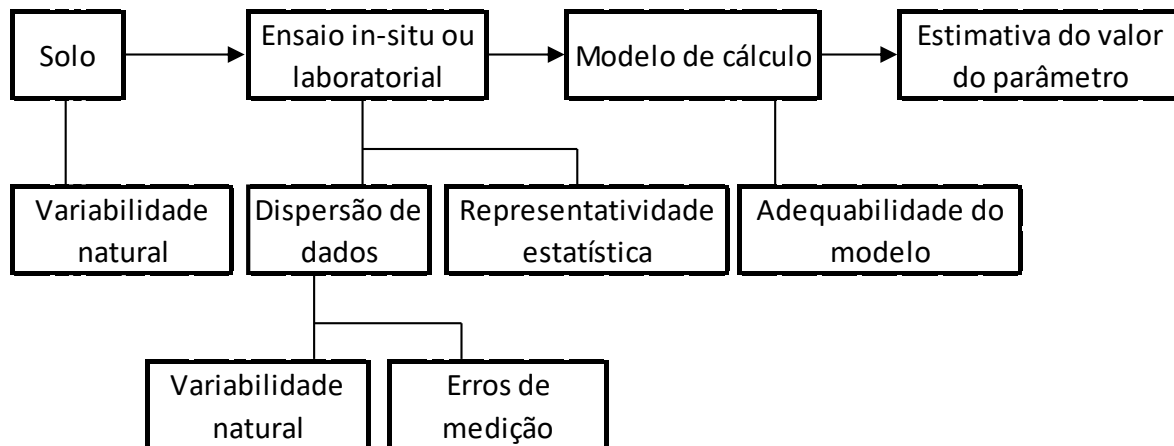


Figura 3.1. – Incerteza na estimativa de parâmetros do solo (Phoon & Kulhawy, 1999)

### 3.2. CONCEITOS ESTATÍSTICOS

Nas estruturas tipicamente geotécnicas as ações permanentes predominam sobre os outros tipos de ações. Os valores médios são os valores mais prováveis, mas não incorporam a variabilidade, pelo que o seu uso não é o mais adequado. Como se tratam de fenómenos naturais, nunca se conseguirão caracterizar completamente. Principalmente se o solo for de aterro, que é o mais visado nesta dissertação, uma vez que a escavação de valas é tantas vezes feita em solo aterrado anteriormente, irá exibir características muito inconstantes em vários aspetos, quer pelas suas propriedades físicas, quer pelas propriedades geomecânicas. Inclusivamente, podem conter detritos não provenientes de um cenário geotécnico, mas resultantes de obras anteriores, como está exibido na Figura 5.13.

Para abordar a problemática da variabilidade dos solos, torna-se necessário recorrer a conceitos estatísticos para caracterizar o mais corretamente possível os parâmetros dos solos.

#### 3.2.1. MÉDIA

A média é a medida de tendência central mais importante na caracterização de uma variável aleatória, pois demonstra a sua tendência central, ou seja, onde a função de distribuição de probabilidade está centrada.

Considere-se então, um conjunto de  $n$  observações,  $x_1, x_2, \dots, x_n$  de uma população  $X$ , de uma determinada propriedade geotécnica, tendo sido obtidas a partir de ensaios feitos com amostras recolhidas do maciço terroso que se quer caracterizar. O valor esperado,  $\mu_X$ , ou média, da população é estimado através da média da amostra  $\bar{x}$ , definida pela expressão 3.1.

$$\mu_X = \bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (3.1.)$$

#### 3.2.2. VARIÂNCIA E DESVIO-PADRÃO

Enquanto a média indica onde a distribuição de resultados está centrada, a variância,  $\sigma^2$ , indica a tendência que os diversos valores dos dados tem para estar próximos da média, ou seja, se a



distribuição é “larga”, “estreita” ou intermédia. A variância da população  $X$ ,  $\sigma_X^2$ , estimada pela equação (3.2.) a partir da variância amostral,  $s_x^2$ , engloba já um fator corretivo que reflete o facto de a um maior conjunto de resultados corresponder um maior grau de confiança relativamente à representatividade estatística da amostra no todo que a população constitui (Branco, 2011).

$$\sigma_X^2 = s_x^2 * \frac{1}{n-1} = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (3.2.)$$

À raiz quadrada da variância é dado o nome de desvio-padrão,  $\sigma_X$ , que é usualmente preferível de reportar como medida de variabilidade.

### 3.2.3. COEFICIENTE DE VARIAÇÃO

No entanto, o desvio-padrão nem sempre é um valor muito representativo. A Figura 3.2. ajuda a compreender, para duas amostras com o mesmo desvio-padrão (considere-se unitário) mas cuja média da segunda é 1000 vezes superior à primeira, que a variabilidade associada à primeira é muito superior à variabilidade da segunda. Por isso é introduzido o coeficiente de variação,  $cv$ , uma medida adimensional que de certo modo corrige a pouca representatividade que o desvio-padrão demonstra. Também pode ser expresso em percentagem, multiplicando o seu valor por 100.

$$cv_x (\%) = \frac{\sigma_X}{\mu_X} * 100 \quad (3.3.)$$

Com a aplicação da expressão (3.3.), conclui-se que o coeficiente de variação da primeira amostra é de 1 e o da segunda amostra é de 0.001. Ou seja, um erro de 1 metro numa pesquisa de 1 metro é completamente inaceitável, mas o mesmo erro de 1 metro numa pesquisa de 1000 metros talvez já seja considerado aceitável, ou até desprezável. Por aqui se demonstra o motivo pelo qual o coeficiente de variação é a medida mais adequada para este tipo de análises.

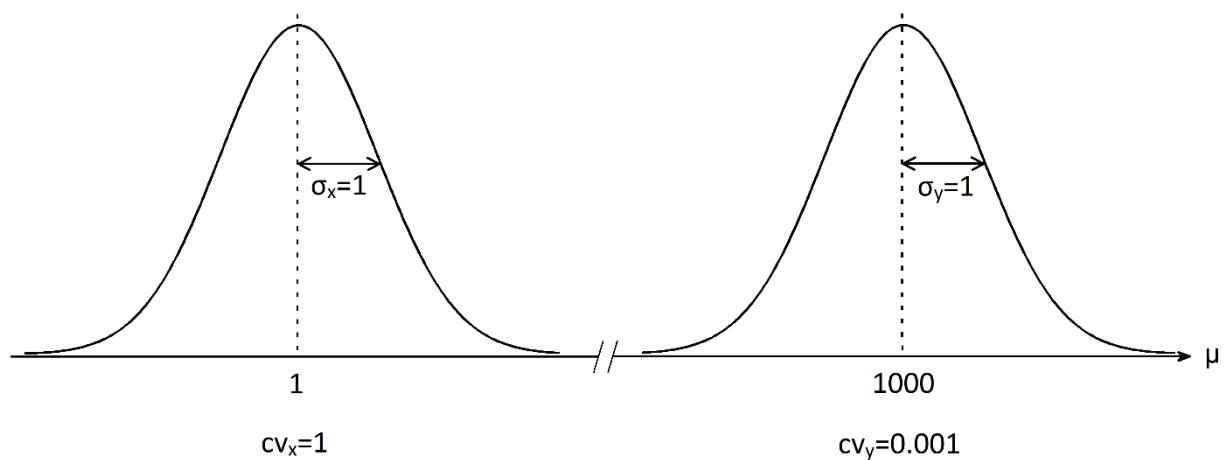


Figura 3.2. – Representatividade do desvio-padrão vs coeficiente de variação

Sendo assim, a introdução desta medida de dispersão adimensional torna muito mais consistente a quantificação da variabilidade do que a utilização apenas do desvio-padrão, transmitindo um maior sentido da magnitude da variabilidade. De facto, o valor do coeficiente de variação associado a uma dada propriedade de um material é determinante na definição dos coeficientes parciais de segurança correspondentes, sendo também indispensável na avaliação da segurança através de metodologias mais completas, em particular, as probabilísticas (Branco, 2011).

#### 3.2.4. COVARIÂNCIA E COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO

Nos problemas nos quais se trata mais do que uma variável aleatória, as incertezas de uma poderão estar relacionadas com as incertezas de outra. É o que se define por variáveis dependentes. A medida estatística que mede a interligação entre duas variáveis é a covariância,  $cov$ . No entanto, esta não é uma medida muito fácil de interpretar, e por isso a medida mais comum de avaliar o grau de relação entre duas variáveis é o coeficiente de correlação,  $\rho$ . Este assume valores entre  $[-1, +1]$ , onde os valores positivos significam uma relação positiva entre as duas variáveis, os valores negativos indicam uma relação negativa, isto é, se uma aumenta a outra diminui, e o valor zero significa que as variáveis não demonstram ter uma dependência entre elas. Esta medida é adimensional.

A equação 3.4. permite calcular o coeficiente de correlação entre as variáveis aleatórias  $x$  e  $y$ .

$$\rho_{x,y} = \frac{cov(x,y)}{\sigma_x \sigma_y} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \quad (3.4.)$$

#### 3.2.5. REPRESENTATIVIDADE DOS RESULTADOS

Apesar de as variações das amostragens poderem ser grandes, o que no cenário geotécnico se verifica, a tendência natural é considerar os resultados das amostras como representativas da população de onde elas são retiradas. A intuição é considerar que a amostra deveria ser similar à população de onde origina, mas isso só se torna verdade no limite, quando o tamanho das amostras é grande (Baecher & Christian, 2003).

Esta intuição na representatividade leva a que se acredite cegamente nos resultados de pequenos números de observações, enquanto se acredita que tais resultados se replicariam. No cenário geotécnico, também se presume que as observações das amostras (tipicamente pequenas na prática geotécnica) sejam representativas das condições *in-situ*, só que a variabilidade entre amostras é muito grande para se poder afirmar veementemente que são as características da população.

É apresentado de seguida um quadro resumo dos coeficientes de variação dos vários parâmetros de solos argilosos e arenosos, sugeridos por vários autores e recolhidos a partir da bibliografia existente.

Tabela 3.1. - Coeficientes de variação para argilas e areias

Parâmetro	Tipo de solo	cv (%)	Referência
Ângulo de atrito	Argilas	3 - 25	Matos Fernandes
		12 - 56	Baecher & Christian
		2 - 13	Duncan
	Areias	3 - 25	Matos Fernandes
		5 - 15	Baecher & Christian
		2 - 13	Duncan
Coesão efetiva	Argilas	12 - 85	Matos Fernandes
		20 - 50	Baecher & Christian
	Areias	12 - 85	Matos Fernandes
		25 - 30	Baecher & Christian
Peso volúmico	Argilas e areias	<10	Kulhawy e Phoon
		4 - 16	Matos Fernandes
		3 - 7	Duncan
Módulo de elasticidade	Argilas e areias	2 - 42	Baecher & Christian

Na ausência de dados relativos ao local que se pretende estudar, ou onde os dados existentes são muito limitados para efetuar análises estatísticas significativas, os valores apresentados na Tabela 3.1. servem como referência para o intervalo provável do coeficiente de variação das propriedades dos solos sendo úteis como aproximações de primeira ordem (Phoon & Kulhawy, 1999).

O solo da zona do Grande Porto é, como é sabido, maioritariamente composto por solo residual de granito. A dissertação de Luís Branco (2011) desenvolvida na FEUP debruçou-se precisamente sobre esta questão, e conseguiu uma caracterização bastante detalhada da variabilidade deste tipo de solo, tratando-se das informações mais completas existentes em Portugal quanto a esta situação. É legítimo então considerar as conclusões retiradas pelo autor como fidedignas, para a caracterização do problema, quanto à caracterização dos parâmetros do solo nesta zona.

Ainda assim, é importante perceber que a representatividade destes resultados para os solos residuais de granito é limitada, uma vez que se tratou de um estudo cingido a uma área pequena. Pode considerar-se este trabalho como um ponto de partida para a compreensão da variabilidade das propriedades dos solos residuais de granito. De seguida apresenta-se na Tabela 3.2. os valores epiloadados pelo autor.

Tabela 3.2. - Propriedades dos solos residuais de granito na zona do Porto

Parâmetro	Valor médio	cv (%)	Distribuição
Coesão	9,3	100	Exponencial
Ângulo de atrito	40,3	7,9	Normal
Peso volúmico	19,98	1,8	Normal

### 3.3. TEORIA DA FIABILIDADE

#### 3.3.1. ENQUADRAMENTO

O conceito de segurança e os métodos de fiabilidade têm vindo a ganhar cada vez mais importância na área da Geotecnia, verificando-se uma notável evolução nos mesmos. Essa evolução seguiu a que foi observada na área de Estruturas, com as devidas especificidades, dando origem à proposta de critérios de segurança que alteraram substancialmente a prática corrente anterior (Silva Cardoso, 2016). As construções dimensionadas devem satisfazer vários requisitos, entre eles a longevidade, estabilidade e funcionalidade, dentro de condicionantes monetárias e prazos temporais admissíveis.

Tratando-se o solo de um material natural, os parâmetros geotécnicos que o caracterizam apresentam uma variabilidade muito própria deste tipo de materiais. Para a avaliação da segurança isto confere maior dificuldade ao problema a tratar. Uma vez feita a caracterização dos parâmetros do ponto de vista estatístico, a introdução dos métodos de fiabilidade procura ajudar a controlar estas incertezas, para assegurar no dimensionamento geotécnico um nível de risco admissível, ou especificado.

Como se define então o conceito de risco? De um modo mais lato, o risco corresponde ao impacto e à consequência de algo que possa acontecer, após a tomada de uma decisão, sendo normalmente associado a resultados negativos. A ligação entre a probabilidade de algo acontecer e a gravidade da consequência que desse acontecimento advém pode ser resumida englobada em níveis de risco, dando origem a uma matriz de risco, como a da Figura 3.3.

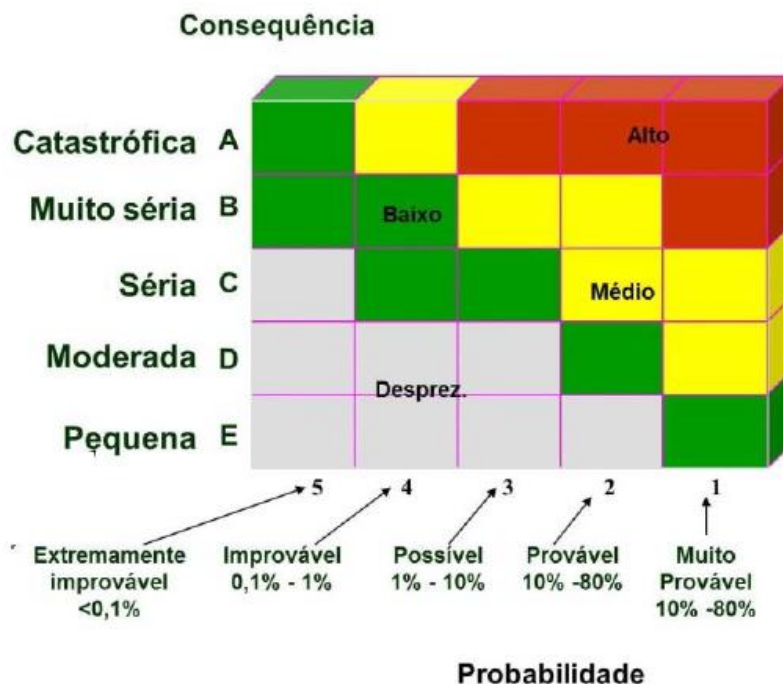


Figura 3.3. – Matriz de risco (imagem retirada de <http://blogtek.com.br/por-que-reduzir-escopo-na-parada-de-manutencao/>)

Whipple (1986) sugeriu níveis de risco aceitável para algumas atividades:

- Riscos de curto prazo, por exemplo, atividades recreativas,  $< 10^{-6}/h$
- Riscos ocupacionais,  $< 10^{-3}/ano$ , como por exemplo:

Exploração madeireira,  $< 1.4 \times 10^{-3}/\text{ano}$

Mineração de carvão,  $< 6.4 \times 10^{-4}/\text{ano}$

Construção pesada,  $< 4.2 \times 10^{-4}/\text{ano}$

Todas as ocupações,  $< 1.1 \times 10^{-4}/\text{ano}$

Ocupações seguras,  $< 5 \times 10^{-5}/\text{ano}$

- Riscos públicos, como por exemplo, viver a jusante de uma barragem e exposição involuntária,  $< 10^{-4}/\text{ano}$ .

Os riscos são frequentemente ignorados (e logo “aceites”) quando os riscos individuais descem abaixo de  $10^{-6} - 10^{-7}$  por ano.

Mais particularmente na área da engenharia, tenta-se equilibrar o risco com as condicionantes monetárias, para alcançar a probabilidade de rotura mais pequena possível, tendo em conta as consequências que poderão advir da rotura. No entanto, a medição do risco associado à rotura de uma obra de engenharia é difícil de quantificar, uma vez que engloba a probabilidade de ocorrência de um efeito desfavorável e o custo associado às reparações provocadas pelo seu colapso (Fenton & Griffiths, 2008). Enquanto os custos de reparações podem ser calculados, a verdadeira dificuldade decorre da impossibilidade de determinar o valor de uma vida humana, o que implicaria discussões éticas e sociais sem fim. Então, na boa aplicação das normas de dimensionamento define-se um risco aceitável, um risco que a sociedade admite como tolerável, como uma margem de segurança que se adequa ao problema. A equação 3.5. demonstra que a margem de segurança,  $M$ , é definida pela distância entre a resistência,  $R$ , e o efeito das ações,  $E$ , sendo estas determinadas pelas distribuições estatísticas de um conjunto de variáveis básicas que as compõe, das quais se tem conhecimento. Estas variáveis podem ser ações, resistências e parâmetros geométricos do problema, sendo definidas pelo seu valor médio e desvio padrão.

$$M = R - E \quad (3.5.)$$

O raciocínio de verificação da segurança consiste basicamente em assegurar que o somatório das forças provocadas pelas ações nunca ultrapasse a capacidade resistente, atestando ao mesmo tempo uma margem confortável. Para a verificação de segurança existem níveis mais ou menos elaborados nesta definição, dependentes da qualidade dos dados existentes e dos esforços para obter essa qualidade (dependem da importância da obra e da quantidade de tempo e dinheiro despendido nesta tarefa) (Silva Cardoso, n.d.).

Começando pela metodologia mais simples, a abordagem determinística define apenas o valor médio para o efeito das ações,  $E$ , e para a capacidade resistente,  $R$ , resultando no fator de segurança,  $FS$ , que corresponde ao quociente entre  $R$  e  $E$ . Os métodos baseados nas tensões de serviço decorrem desta abordagem e não incorporam a variabilidade dos parâmetros, não sendo esta a abordagem mais precisa.

A abordagem semi-probabilística (ou do nível I) é apresentada pelo Eurocódigo 7, através dos coeficientes parciais de segurança aplicados às variáveis, que será melhor aclarada no subcapítulo seguinte.

Por fim as análises probabilísticas definem os parâmetros como variáveis aleatórias, que seguem uma função densidade de probabilidade. Estas análises podem ser incompletas (ou de nível II) onde se supõe as variáveis aleatórias independentes e tipicamente caracterizadas por distribuições normais ou

lognormais, ou completas (ou de nível III) no qual as variáveis são completamente definidas estatisticamente. Este último nível de análise é normalmente muito complexo e apenas resolúvel pelo método de Monte Carlo combinado com modelos de elementos finitos multidimensionais.

### 3.3.2. METODOLOGIAS DE DIMENSIONAMENTO CLÁSSICAS

A metodologia de dimensionamento tradicional em Geotecnia por mais de 100 anos tem sido a WSD (working stress design) e baseia-se na análise elástica simples, onde todas as incertezas nas propriedades dos solos, cargas e outras características do problema são agrupadas num fator de segurança global, no qual a resistência característica,  $\hat{R}$ , é calculada pelas fórmulas geotécnicas usando estimativas conservadoras das propriedades dos solos, enquanto que a carga característica,  $\hat{L}$ , corresponde à soma das estimativas das ações,  $\hat{L}_i$ , não fatorizadas. O valor característico da carga é calculado para um percentil superior (isto é, a carga apenas é ultrapassada por uma pequena percentagem de cargas num ano), e a resistência é por vezes tomada como uma estimativa cautelosa do valor médio. Este fator de segurança, FS, fica assim definido como o quociente entre a resistência característica e a carga característica:

$$F_s = \frac{\text{resistência característica}}{\text{carga característica}} = \frac{\hat{R}}{\hat{L}} = \frac{\hat{R}}{\sum_{i=1}^n \hat{L}_i} \quad (3.6.)$$

No entanto, historicamente, a definição dos valores característicos com percentis claramente definidos, raras vezes foi feito. Dado o facto de a distribuição da resistência geotécnica ser diferente para cada local e também ser desconhecida, e que só se recolhia o número suficiente de amostras para estimar o valor médio, então o valor característico era geralmente definido como uma estimativa cautelosa da média.

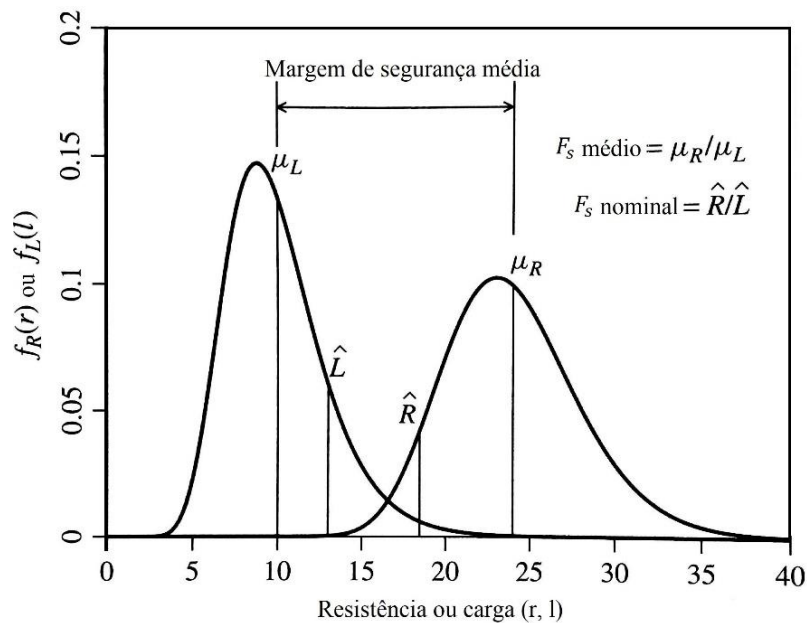


Figura 3.4. - Distribuição da carga e da resistência (Fenton & Griffiths, 2008)

Esta é a definição formal de fator de segurança, que é utilizada para o dimensionamento da resistência requerida, tendo em conta o fator de segurança selecionado para o problema. A escolha do valor do fator de segurança é essencialmente deixado à escolha do engenheiro que está a fazer o dimensionamento, sendo a sua experiência e o julgamento preponderantes nessa escolha. A experiência acumulada pelos engenheiros ao longo de muitos anos de observações de obras geotécnicas permitiram recomendar um conjunto de fatores de segurança para diversas situações, considerados satisfatórios. Apresenta-se na Tabela 3.3. um conjunto de fatores de segurança usados na engenharia geotécnica para diferentes tipos de rotura.

Tabela 3.3. – Fatores de segurança típicos no dimensionamento geotécnico (Terzaghi & Peck, 1967)

Tipo de rotura	Item	Fator de segurança
Corte	Obras de aterro	1.3 – 1.5
	Muros de suporte, escavações	1.5. – 2.0
	Fundações	2.0 – 3.0
Percolação	Levantamento hidráulico	1.5 – 2.0
	Gradiente de saída, <i>piping</i>	2.0 – 3.0
Carga de rotura de estacas	Ensaios de carga	1.5 – 2.0
	Fórmulas dinâmicas	3.0

Esta metodologia demonstrou-se muito limitada, pois considera as variáveis em estudo como determinísticas e sendo apenas caracterizadas pelo seu valor médio, motivo pelo qual foi sendo abandonada a partir dos anos 60 do século passado. Para além disso, um coeficiente global de segurança superior a 1 não significa necessariamente segurança, isto é, a probabilidade de rotura não é nula e pode até ser muito significativa; por outro lado, a rotura não acontecerá necessariamente se o coeficiente de segurança for inferior a 1 (Matos Fernandes, 2011).

O método dos estados limites, que tem sido a base do dimensionamento nos regulamentos de estruturas de betão, aço e outros materiais estruturais, usa coeficientes de segurança parciais e tem na sua base considerações de tipo probabilístico. Esses regulamentos foram sendo implementados a partir da década de 60 do século passado e, mais recentemente, implementados pelos Eurocódigos (Abel Henriques, 1998). Um estado limite é a condição para além do qual a estrutura não satisfaz mais as funções para a qual foi dimensionada, sendo feita a distinção entre os estados limites últimos e os estados limites de serviço (também designados de estados limites de utilização). Os primeiros dizem respeito ao colapso da estrutura ou outras formas de rotura que determinem a inutilização da mesma, onde a verificação de segurança é feita pela seguinte maneira:

$$E_d \leq R_d \quad (3.7.)$$

onde  $E_d$  corresponde ao valor de cálculo do efeito das ações e  $R_d$  corresponde ao valor de cálculo da resistência.

Os estados limites de serviço são associados a condições para as quais a estrutura deixa de satisfazer certos requisitos de funcionamento (por exemplo, o assentamento máximo tolerável da sapata de uma

estrutura). Nas obras geotécnicas estão habitualmente relacionados com deformações excessivas do terreno.

Os valores dos coeficientes de segurança parciais estão expostos no subcapítulo seguinte, dedicado ao estudo dos Eurocódigos.

A limitação destes métodos é não permitirem avaliar quantitativamente o real nível de segurança de uma estrutura, nomeadamente a sua probabilidade de rotura. É aqui que entram em cena os métodos probabilísticos, pela teoria da fiabilidade, onde será explicado, no subcapítulo 3.3.6., como quantificar a probabilidade de rotura.

### 3.3.3. EUROCÓDIGOS

O Eurocódigo 0 explica que uma estrutura que sirva os requisitos que lhe foram destinados no tempo de vida útil com a manutenção prevista, mas sem necessidade de grandes reparações, pode ser considerada fiável. Esses requisitos exigidos à estrutura são discriminados relativamente às consequências decorrentes de uma eventual não aptidão dessa estrutura, nas vertentes da perda de vidas humanas e de impactos socioeconómicos e ambientais. Como tal, o Eurocódigo 0 define três classes de consequências, resultantes dos danos provocados pelo colapso ou mau funcionamento da estrutura, indicadas no quadro seguinte.

Tabela 3.4. – Definição das classes de consequências (NP EN 1990: 2009, 2009)

Classe de consequências	Descrição	Exemplos de edifícios e de obras de engenharia civil
CC3	Consequência elevada em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas ou ambientais muito graves	Bancadas, edifícios públicos em que as consequências do colapso são elevadas (por exemplo, uma sala de concertos)
CC2	Consequência média em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas ou ambientais medianamente importantes	Edifícios de habitação e de escritórios, edifícios públicos em que as consequências do colapso são médias
CC1	Consequência baixa em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas ou ambientais pouco importantes ou desprezáveis	Edifícios agrícolas normalmente não ocupados permanentemente (por exemplo, armazéns), estufas

Às classes de consequências CC1, CC2 e CC3 podem ser associadas, respetivamente, as classes de fiabilidade RC1, RC2 e RC3. Para cada classe de fiabilidade o Eurocódigo 0 indica os valores mínimos recomendados para o índice de fiabilidade, como pode ser visualizado na tabela 3.5.



Tabela 3.5. – Valores mínimos recomendados para o índice de fiabilidade  $\beta$  (estados limites últimos)

Classe de fiabilidade	Valores mínimos de $\beta$	
	Período de referência de 1 ano	Período de referência de 50 anos
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

O valor do índice de fiabilidade assume valores superiores para classes de consequências superiores, ou seja, a incerteza associada à estrutura deve ser inferior para que a probabilidade de rotura alcançada seja mais diminuta.

Por outro lado, o índice de fiabilidade surge associado ao período de referência, sendo que os valores de  $\beta$  diminuem para o período de referência maior. Parece pouco coerente que o valor do índice de fiabilidade diminua conforme aumenta o período de vida útil para o qual se dimensiona a estrutura, mas tal circunstância tornar-se-á evidente após visualização da Tabela 3.8. (subcapítulo 3.3.6.), que permite uma melhor interpretação da relação entre o índice de fiabilidade,  $\beta$ , e a probabilidade de rotura,  $P_f$ .

O conceito de fiabilidade nunca poderá ser dissociado do período de referência, pois é com base neste que se desenvolvem várias etapas de uma obra, desde a supervisão do projeto, da inspeção durante a fase de execução, até às necessidades de manutenção e eventuais reparações. Quando os períodos de referência aumentam, as incertezas associadas às ações e às propriedades resistentes serão também superiores, e como tal é natural a aplicação de um determinado conjunto de coeficientes parciais de segurança que conduzam à obtenção um índice de fiabilidade mais baixo (Branco, 2011).

À luz do Eurocódigo 7, a escolha dos valores característicos dos parâmetros geotécnicos deve ser baseada em resultados e em valores deduzidos obtidos de ensaios de laboratório e de campo, complementados por experiência bem estabelecida. Na utilização de métodos estatísticos, o valor característico de um parâmetro geotécnico deve ser escolhido de forma a constituir uma estimativa cautelosa do valor que condiciona a ocorrência do estado limite em consideração. Uma vez que é inviável a caracterização geotécnica extensiva de um maciço num determinado local (restrições monetárias e temporais, mencionando ainda o teor destrutivo dos ensaios), torna-se necessário efetuar deduções e interpretações a partir de alguns ensaios pontuais efetuados *in-situ*.

No entanto, e tendo em vista um modo de cálculo mais expedito, o Eurocódigo 7 preconiza o método dos coeficientes parciais, que é correntemente o utilizado nas análises de segurança. Os valores dos coeficientes de segurança sugeridos pelo EC7 foram resultantes de análises de fiabilidade e estão relacionados com a probabilidade de rotura que se quer alcançar, não sendo no entanto calculada explicitamente nenhuma probabilidade de rotura através deste método.

Os valores dos coeficientes parciais são apresentados para três abordagens de cálculo: a verificação dos estados limites de perda de equilíbrio (EQU), de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO). Resumidamente, cada abordagem apresenta uma combinação de coeficientes parciais de segurança que são aplicados aos parâmetros geotécnicos correspondentes, nos quais alguns majoram o efeito das ações e outros minoram a capacidade resistente.

Tabela 3.6. - Coeficientes parciais para as ações ou para os efeitos das ações

Ação	Símbolo	Conjunto	
		STR	GEO
Permanente	Desfavorável	1,35	1,0
	Favorável	1,0	1,0
Variável	Desfavorável	1,5	1,3
	Favorável	0	0

Tabela 3.7. - Coeficientes parciais para os parâmetros dos solos

Parâmetro do solo	Símbolo	Conjunto	
		STR	GEO
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Resistência à compressão uniaxial	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Peso volúmico	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

### 3.3.4. PASSOS E APROXIMAÇÕES NA ANÁLISE DE FIABILIDADE

O objetivo final da análise de fiabilidade é a estimação da probabilidade de rotura,  $P_r$ , sendo que a “rotura” significa algum tipo de comportamento inaceitável. Os passos que a envolvem são (Baecher & Christian, 2003):

- Estabelecer um modelo analítico. Deve haver alguma maneira de calcular a margem de segurança, fator de segurança ou outra medida de comportamento. Pode ser uma equação simples, assim como pode ser um procedimento computacional complicado.
- Estimar descrições estatísticas dos parâmetros. Os parâmetros incluem não apenas as propriedades geotécnicas dos materiais, mas também a geometria do problema e cargas. Normalmente, os parâmetros são definidos pelo seu valor médio, variância e covariância. O tipo de distribuição de cada parâmetro pode ser importante.
- Calcular os momentos estatísticos da função de comportamento. Usualmente significa calcular a média e variância da função de comportamento. Em funções mais simples pode ser calculado diretamente, mas a maior parte dos casos práticos requer aproximação.
- Calcular o índice de fiabilidade. Pode envolver uma simples equação, mas procedimentos computacionais combinam este passo com o passo 3.
- Computar a probabilidade de rotura. Se a função de comportamento estiver bem definida estatisticamente, como por exemplo com a distribuição normal, é um cálculo simples. Em muitos casos essa distribuição não é conhecida e portanto o cálculo da probabilidade de rotura pode envolver mais aproximações.

É importante perceber que a maior parte dos métodos de análise de fiabilidade envolvem aproximações, pelo que é expectável que diferentes métodos resultem em diferentes respostas. Particularmente, é assumida que a função associada à margem segue a distribuição normal.

### 3.3.5. ESTIMAÇÃO E ESCOLHA DA DISTRIBUIÇÃO

Tradicionalmente, estimativas de apenas a média e a variância têm sido suficientes para as estimações de fiabilidade. Recentemente, a avaliação da fiabilidade em projetos geotécnicos tem recebido mais atenção por parte das entidades reguladoras, ao mesmo tempo que clientes começam a exigir estudos de fiabilidade mais completos.

Conceptualmente, os solos são basicamente determinísticos. Se se escavasse e caracterizasse um local inteiro conseguir-se-ia estabelecer bastante bem as propriedades geotécnicas do solo em toda a sua extensão, no entanto não sobraria nada onde fundar a estrutura em questão, para não dizer que seria completamente inviável monetariamente. Por isso tem que se viver com a incerteza e tentar quantificá-la racionalmente (Fenton & Griffiths, 2008).

Depois de os dados serem recolhidos, tem que se definir uma distribuição que melhor se ajuste à dispersão dos dados, sendo possível fazê-lo de 3 modos, como explicam Fenton & Griffiths (2008):

- i. Usar os valores dos dados diretamente na simulação. É o modo menos preferível para usar os dados, uma vez que a simulação apenas reproduz o que acontece no local observado.
- ii. Usar os valores dos dados para refinar uma função de distribuição empírica diretamente. Este método é melhor que o primeiro, uma vez que não está limitado na quantidade de dados que podem ser simulados. No entanto, apenas observações dentro do limite dos dados observados podem ser simulados, não permitindo os extremos que controlam muitas vezes o dimensionamento.
- iii. Uma distribuição é ajustada aos dados, sendo este o modo preferível se a distribuição teórica encontrada se ajustar bem aos dados observados. Entre as vantagens deste modo podem-se distinguir o facto de esta distribuição poder gerar valores fora do limite observado de maneira que os extremos são representados, as irregularidades da distribuição empírica são suavizadas, e é uma maneira mais compacta de representar os dados necessitando de um ou dois parâmetros enquanto a distribuição empírica requer  $2n$  valores ( $n$  valores e  $n$  probabilidades cumulativas correspondentes).

O primeiro passo na escolha de uma distribuição é perceber se é fisicamente plausível para a propriedade do solo que se pretende modelar. A distribuição normal (ou de Gauss) é a mais popular, particularmente quando a propriedade do solo é um campo aleatório, necessitando apenas da média e covariância para estar completamente especificada. Esta apresenta uma desvantagem que é a sua extensão, de  $-\infty$  a  $+\infty$ . Como para algumas propriedades do solo (por exemplo, coesão ou módulo de elasticidade) valores negativos não têm sentido físico, têm de ser consideradas outras distribuições não-negativas, como a distribuição lognormal, gamma ou de Weibull. Ainda assim, se a probabilidade de se obter um valor negativo da propriedade foi pequena, a distribuição normal é uma aproximação razoável. A distribuição que for escolhida deve então ser a que melhor se ajuste ao histograma dos dados, se os houver em quantidade suficiente, e que seja fisicamente plausível, como explicado anteriormente em relação às propriedades não-negativas do solo.

O passo seguinte é pesquisar na literatura existente autores que tenham encontrado já com sucesso modelos probabilísticos para a propriedade do solo em questão.

O terceiro passo é a estimação dos parâmetros de distribuição (mencionados no subcapítulo 3.2.) a partir dos dados disponíveis e perceber o quão bem a distribuição selecionada se adequa aos dados. A forma mais comum de o fazer, se houver dados suficientes (normalmente, pelo menos 20 observações) é usar um histograma para comparar os dados à distribuição selecionada.

Depois de uma distribuição ter sido selecionada e de serem estimados os seus parâmetros estatísticos a partir dos dados, é necessário efetuar a sua validação, através de procedimentos heurísticos ou de testes *goodness-of-fit*.

### 3.3.6. PROBABILIDADE DE ROTURA ASSOCIADA AO ÍNDICE DE FIABILIDADE

As análises de nível I estão já aperfeiçoadas e perfeitamente difundidas no mundo da engenharia civil, sendo já imperiosa a sua utilização segundo o EC7. Já as análises de nível III requerem outro tipo de conhecimentos e recursos que não são convenientes para esta área, ou antes, exequíveis. Estas análises são empregadas, por exemplo, na engenharia espacial.

A análise que será aqui considerada será a probabilística de nível II, a qual começa a ter na engenharia civil bastantes desenvolvimentos e será, sem dúvida, o próximo passo no que toca ao dimensionamento. Esta análise requer já um conhecimento estatístico das diferentes variáveis do problema, ou seja, uma base de dados maior. Uma base de dados que permita afirmar qual é o valor médio e o coeficiente de variação de determinado parâmetro.

Mencionou-se anteriormente o conceito de risco. O risco que está associado a uma determinada obra, e a margem de segurança adequada para esse risco admissível, está indubitavelmente associado à probabilidade de rotura,  $P_f$ . Mas como se calcula a probabilidade de rotura? É necessário encontrar alguma correspondência entre a margem de segurança e a probabilidade de rotura. É aqui que entra o índice de fiabilidade,  $\beta$ , calculado a partir do valor médio da função e a sua relação. O FOSM (*First-Order Second-Moment*) é um método analítico para estimar a probabilidade de rotura, avaliando a função  $M$  através da expansão da série de Taylor, estando a sua metodologia bem explanada em obras de diversos autores, como Baecher & Christian (2003) e Fenton & Griffiths (2008), achando o autor desta dissertação não ser necessário entrar em muito detalhe em relação a este aspeto.

Parte-se do pressuposto que as variáveis envolvidas têm distribuição de acordo com a lei normal (distribuição normal de Gauss), e então  $M$  também segue a distribuição normal (Silva Cardoso, n.d.). De facto, é razoável assumir a distribuição normal na ausência de mais informação, sendo que essa assunção irá provavelmente sobrestimar a probabilidade de rotura (Baecher & Christian, 2003).

Sendo a margem de segurança,  $M$ , definida em 3.3.1, como:

$$M = R - E \quad (3.8.)$$

interessa salientar que a rotura ocorre quando  $R < E$ , ou equivalentemente, quando  $M < 0$ .

O índice de fiabilidade,  $\beta$ , é dado por:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (3.9.)$$

onde o valor médio de  $M$  utiliza os valores médios das ações e das resistências, independentemente das distribuições de  $R$  e de  $E$ , é dado pela expressão 3.10. e a variância de  $M$  pela expressão 3.11.  $\mu_M$

$$\mu_M = \mu_R - \mu_E \quad (3.10.)$$

$$\sigma_M^2 = \sigma_R^2 + \sigma_E^2 - 2\sigma_{R,E} \quad (3.11.)$$

Significa assim que  $\beta$  é dado por:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2 - 2\sigma_{R,E}}} \quad (3.12.)$$

Se R e E não estiverem relacionadas entre si, ou por outras palavras, considerando que R é uma variável independente de E, a covariância entre as duas variáveis é zero, e assim  $\beta$  toma a forma da expressão 3.13.

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \quad (3.13.)$$

O índice de fiabilidade,  $\beta$ , representa a distância da margem de segurança média da origem, ou seja, do seu valor crítico ( $M = 0$ ), semelhante à exibida na Figura 3.5. Como a rotura acontece quando  $M < 0$ , então a probabilidade de rotura que corresponde a essa situação, e que é a finalidade deste exercício, equivale à área tracejada na mesma figura.

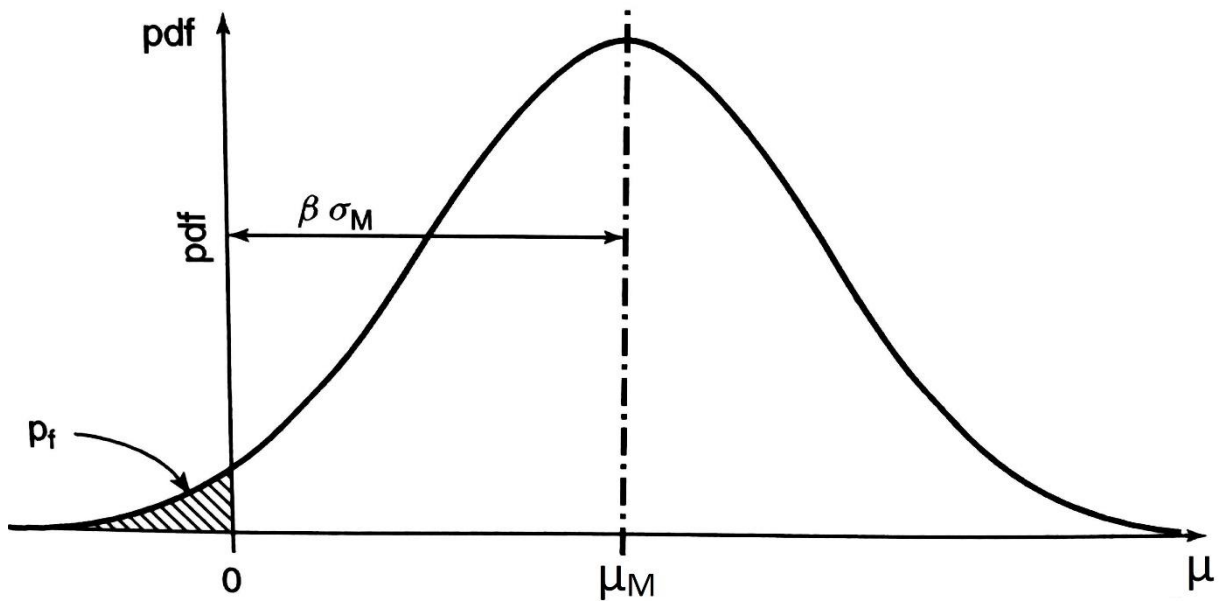


Figura 3.5. – Representação gráfica do índice de fiabilidade e da probabilidade de rotura relativamente à função de densidade de probabilidade de M (Baecher & Christian, 2003)

Na análise probabilística pela abordagem FOSM, mencionado anteriormente, advém que as derivadas parciais da função M em relação a cada variável avaliam a variância de M, ou seja:

$$\sigma_M^2 = \left(\frac{\partial M}{\partial R}\right)^2 \sigma_R^2 + \left(\frac{\partial M}{\partial E}\right)^2 \sigma_E^2 \quad (3.14.)$$

E o índice de fiabilidade toma a forma da expressão 3.15.

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\left(\frac{\partial M}{\partial R}\right)^2 \sigma_R^2 + \left(\frac{\partial M}{\partial E}\right)^2 \sigma_E^2}} \quad (3.15.)$$

A relação entre o índice de fiabilidade e a probabilidade de rotura é dada por:

$$P_f = P[R < E] = P[M < 0] = F_M(0) = F_U\left(\frac{m_M}{\sigma_M}\right) = F_U(-\beta) = 1 - F_U(\beta) \quad (3.16.)$$

onde  $F_u$  é a função de distribuição normal acumulada. Para facilitar o cálculo da probabilidade de rotura, pode ser consultada a tabela de valores da distribuição normal. A relação entre  $P_f$  e  $\beta$  está apresentada na tabela seguinte, para alguns valores notáveis de  $P_f$ .

Tabela 3.8. – Relação entre  $P_f$  e  $\beta$  (NP EN 1990: 2009, 2009)

$P_f$	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$
$\beta$	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,2

Importa ainda realçar que para a margem de segurança, M, é feita uma aproximação estatística ao ser definida como uma variável que segue a distribuição normal. Esta situação pode introduzir erros que poderão vir a ser importantes no cálculo da probabilidade de rotura. Alternativamente, esta pode então ser definida caso as variáveis R, E e M sigam uma distribuição lognormal, o que pode acontecer para resistências e cargas não-negativas. Sendo que a rotura ocorre quando  $M < 0$  (ou  $\frac{R}{E} \leq 1$ ), M é definido como:

$$M = \ln\left(\frac{R}{E}\right) = \ln(R) - \ln(E) \quad (3.17.)$$

O índice de fiabilidade toma também uma forma um pouco diferente:

$$\beta = \frac{\ln \left( \frac{\mu_E}{\mu_R} \sqrt{\frac{1 + cv_E^2}{1 + cv_R^2}} \right)}{\sqrt{\ln[(1 + cv_R^2)(1 + cv_E^2)]}} \quad (3.18.)$$

Estas simplificações, que são assumidas na escolha de uma distribuição estatística para a variável  $M$ , podem causar falta de rigor nos resultados e podendo ser até perigoso, principalmente se a resposta do sistema for não linear. Para mitigar estes possíveis efeitos existem para o efeito ferramentas computacionais, técnicas de simulação, que formam uma outra opção à metodologia até aqui exposta, que tem por nome o método de Monte Carlo.

### 3.3.7. MÉTODO DE MONTE CARLO

O método de Monte Carlo constitui uma alternativa às metodologias clássicas de fiabilidade, que utiliza simulações computacionais de modo a obter aproximações numéricas em problemas cujas funções são complexas e é difícil, ou até impossível, obter soluções analíticas.

Por vezes, adota-se uma metodologia mista com vista à obtenção de uma solução tão próxima quanto possível da exata, mas que simultaneamente não acarrete um cálculo computacional muito pesado (Branco, 2011), uma vez que o método de Monte Carlo privilegia o rigor em detrimento da eficácia, sucedendo o contrário com as metodologias clássicas (Abel Henriques, 1998).

Considere-se um problema de determinação da probabilidade de rotura de um sistema que é regido pelas variáveis aleatórias  $X_1$  e  $X_2$ , sendo  $g(X_1, X_2)$  a função que define a resposta do sistema aos valores que as variáveis tomam. Admita-se que a rotura do sistema ocorre quando  $g(X_1, X_2) > g_{crit}$ . Existirá um conjunto de valores  $(X_1, X_2)$  que resultem em  $g(X_1, X_2)$  caia na zona de rotura (representado na figura 3.6.). Isto significa que a probabilidade da função  $g(X_1, X_2)$  ser superior a  $g_{crit}$  corresponde à probabilidade de rotura do sistema (Fenton & Griffiths, 2008). A linha curva que separa as duas zonas é chamada de linha de rotura.

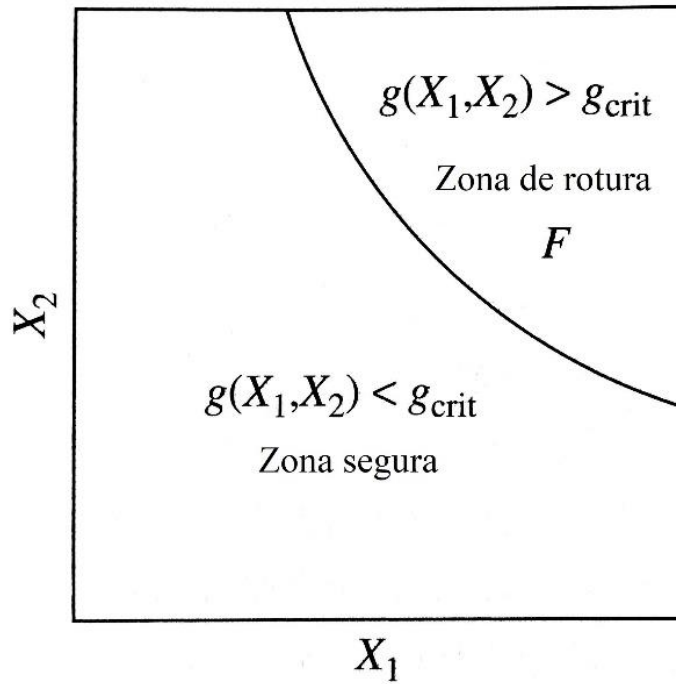


Figura 3.6. – Zona segura e zona de rotura no plano  $(X_1, X_2)$  (Fenton & Griffiths, 2008)

O facto de não se conhecer a distribuição estatística da função  $g(X_1, X_2)$  é o problema em questão. A aplicação do método de Monte Carlo pretende minorar o erro decorrente da simplificação que é feita nos métodos clássicos, onde se assume que a função  $g$  segue uma determinada lei estatística teórica, permitindo a resolução analítica do cálculo da probabilidade de rotura.

A simulação de Monte Carlo simula aleatoriamente uma sequência de valores de  $X_1$  e  $X_2$  e verifica, para cada combinação gerada, se  $g(X_1, X_2)$  é ou não superior a  $g_{crit}$ . Se, em  $n$  combinações,  $i$  for a  $i$ -ésima combinação de valores  $(x_{1i}, x_{2i})$ , e se definir  $I_i$  pela seguinte equação.

$$I_i = \begin{cases} 1 & \text{se } g(X_1, X_2) > g_{crit} \\ 0 & \text{caso contrário} \end{cases} \quad (3.19.)$$

O coeficiente de correlação que possa existir entre as duas variáveis pode aqui ser importante no processo de geração dos valores, uma vez que os valores gerados deixariam de ser combinados de um modo praticamente aleatório, mas sim de combinações de valores mais consistentes com a variabilidade apresentada pelas variáveis.

A probabilidade de rotura,  $\hat{p}_f$ , estimada com a aplicação do método de Monte Carlo é dada pela equação:

$$\hat{p}_f = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n I_i \quad (3.20.)$$



Por outras palavras, a probabilidade de rotura estimada corresponde ao número de combinações que falharam divididas pelo número total de combinações. As combinações realizadas podem ser representadas na figura 3.7. criando uma nuvem de pontos, onde os pontos que caírem acima da linha de rotura corresponderão a combinações onde se deu a rotura do sistema.

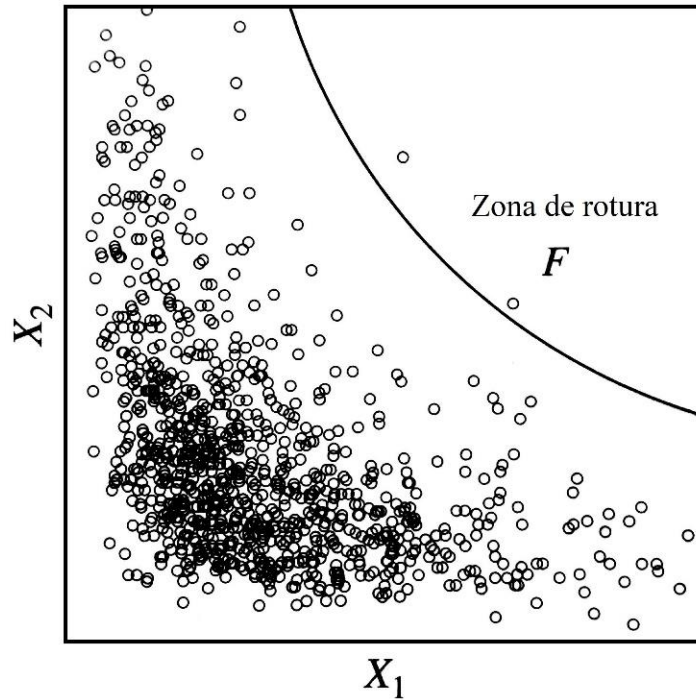


Figura 3.7. - nuvem de pontos resultante de 1000 simulações de Monte Carlo (Fenton & Griffiths, 2008)

Naturalmente, a estimativa da probabilidade de rotura alcançada a partir desta simulação de Monte Carlo trará mais confiança quanto maior for o número de combinações geradas. Então é importante definir um número mínimo de combinações  $n$  que garanta precisão e rigor na estimativa que se pretende obter. Fenton & Griffiths (2008) indicam, para um nível de confiança de 90%, o número de combinações  $n$  necessárias para que a estimativa da probabilidade de rotura seja considerada satisfatória, dado pela expressão seguinte.

$$n \simeq \hat{p}_f(1 - \hat{p}_f) \left( \frac{1.645}{e} \right)^2 \quad (3.21.)$$

onde  $e$  é o erro máximo absoluto associado à estimativa da probabilidade de rotura ( $e = \hat{p}_f/10$ ).

Como nas obras de engenharia civil tem-se como objetivo probabilidades de rotura muito baixas, entre  $10^{-3}$  a  $10^{-5}$ , daqui resulta um número enorme de realizações (centenas de milhares a milhões) que torna o cálculo computacional muito demorado e pouco prático, principalmente se estiver a tratar-se de probabilidades de rotura mais diminutas.

Uma solução prática para este tipo de problemas passa por aplicar o método de Monte Carlo com um número de combinações compatível com a capacidade de cálculo computacional (Branco, 2011).

Efetuando o maior número de realizações que for exequível, atribui-se justificadamente uma distribuição que se adeque ao histograma formado pelos resultados, assumindo depois que o sistema continuará a ser modelado pela distribuição estatística escolhida.

## 4

## MODELO DE AVALIAÇÃO DA PROBABILIDADE DE ROTURA DE UMA ESCAVAÇÃO DE FACE VERTICAL

### 4.1. FÓRMULA ANALÍTICA DE DETERMINAÇÃO DA ALTURA MÁXIMA DE UMA ESCAVAÇÃO DE FACE VERTICAL

Coulomb foi o primeiro, em 1773, a calcular a altura máxima,  $H_{\text{máx}}$ , de uma escavação em face vertical, sem suporte, em material argiloso com coesão,  $c$ , e ângulo de atrito,  $\phi$ , considerando uma superfície de deslizamento plana. Ele concluiu:

$$H_{\text{máx}} = \frac{4c}{\gamma} \frac{\cos\phi}{1 - \sin\phi} = \frac{4c}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (4.1.)$$

Considere-se uma escavação de face vertical em material argiloso com coesão,  $c$ , onde a superfície de deslizamento é plana, representado na figura 4.1. A altura da face vertical é representada pela letra  $H$  e  $\alpha$  é o ângulo da superfície de deslizamento com a horizontal, feita por unidade de comprimento longitudinal,

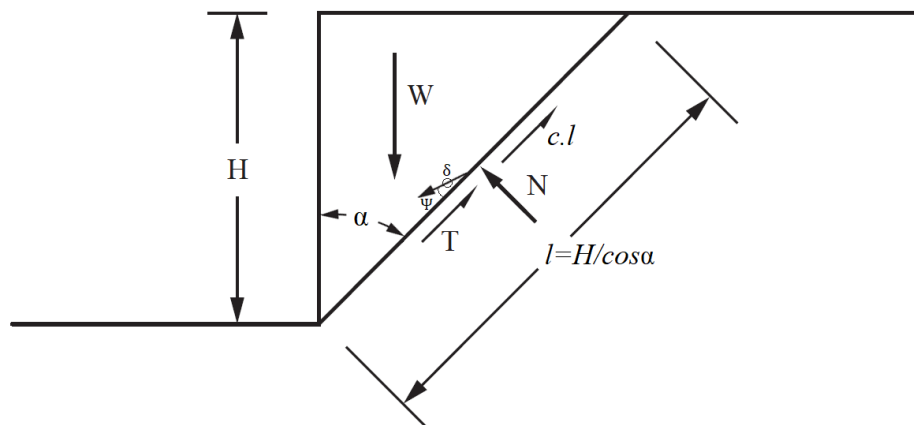


Figura 4.1. – Superfície de deslizamento plana numa escavação de face vertical (adaptado de Duncan *et al*, 2014)

Para a análise do bloco criado pela superfície de rotura, que envolve simplificações do problema mecânico, é desenvolvido pelo Teorema da Região Superior (TRS). Este é baseado na Teoria da Plasticidade, onde existe também o Teorema da Região Inferior (TRI). O TRI é definido da seguinte maneira: dada uma estrutura e dado um conjunto de forças exteriores que a solicitam se for possível atribuir à estrutura uma distribuição de tensões que equilibre a solicitação e se em nenhum ponto for excedida a resistência do material, a estrutura é estável (Folque, 1975). Resumidamente, este teorema representa um limite inferior e seguro da carga de colapso da estrutura.

O TRS define que dada uma estrutura e um dado conjunto de forças exteriores que a solicitam, se for possível atribuir à estrutura um campo de deslocamentos compatível para o qual o trabalho realizado pelas forças exteriores iguala o trabalho dissipado internamente pelas tensões na estrutura, esta sofre colapso (Folque, 1975). Este teorema contempla a consideração das condições de compatibilidade e das propriedades do material, mas não considera explicitamente as condições de equilíbrio. O carregamento em causa é um limite superior, mais ou menos afastado, da carga de colapso da estrutura.

Em termos gerais, pode dizer-se que o TRI oferece soluções que estão do lado da segurança mas pouco económicas, ao passo que o TRS oferece soluções económicas mas menos seguras. O autor desta dissertação não entendeu necessário entrar em maior detalhe sobre este tema, pois envolve já alguma complexidade, e está melhor aprofundado em obras disponíveis na literatura.

A exposição seguinte conduzirá à obtenção de uma solução com base no TRS. Considere-se agora que a cunha formada pela superfície de deslizamento com a inclinação  $\alpha$  relativamente à horizontal sofreu um deslocamento infinitesimal,  $\delta$ , o ângulo que esse deslocamento faz com a superfície de cedência arbitrária corresponde, por definição, ao ângulo de dilatação,  $\Psi$ , e que o sentido que lhe está associado resulta do facto de se assumir que o material que constitui o maciço é positivamente dilatante (Branco, 2011). As forças envolvidas no problema têm que ser associadas ao deslocamento do sistema de modo a mensurar o trabalho dessas forças.

O trabalho das forças exteriores é definido pela única força exterior envolvida no problema, que é o peso do bloco triangular formado, dado por:

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan \alpha \quad (+) \quad (4.2.)$$

O trabalho das forças interiores engloba as forças interiores existentes as quais são a força normal,  $N$ , e a força tangencial associada à resistência atrítica,  $T$ , resultantes da reação provocada pelo peso do bloco, e parcela relativa à coesão,  $C$ , que se apresenta ao longo de todo o desenvolvimento da superfície de rotura. Estas são assim definidas:

$$N = W \sin \alpha \quad (+)$$

$$T = N \tan \varnothing = W \sin \alpha \tan \varnothing \quad (-) \quad (4.3.)$$

$$C = c.l = c \frac{H}{\cos \alpha} \quad (-)$$

Os sinais (+) denotam que a força tem o efeito negativo na estabilidade do problema, logo deve ser somada, e o sinal (-) significa o contrário, ou seja, tem efeito positivo, devendo ser subtraída.

Ou seja, pelo Teorema da região Superior e substituindo as equações 4.2. e 4.3. no lugar correspondente, vem que:

$$W_{ext} + W_{int} = 0$$

$$W\delta \cos(\Psi + \alpha) + W\delta \sin \alpha \sin \Psi - W\delta \sin \alpha \cos \Psi \tan \emptyset - \frac{cH}{\cos \alpha} \delta \cos \Psi = 0$$

$$W(\cos \Psi \cos \alpha - \sin \alpha \sin \Psi) + W \sin \alpha \sin \Psi - W \sin \alpha \cos \Psi \tan \emptyset - \frac{cH}{\cos \alpha} \cos \Psi = 0$$

$$W(\cos \Psi \cos \alpha - \sin \alpha \sin \Psi + \sin \Psi \sin \alpha - \sin \alpha \cos \Psi \tan \emptyset) = \frac{cH}{\cos \alpha} \cos \Psi$$

$$W(\cos \alpha - \sin \alpha \tan \emptyset) = \frac{cH}{\cos \alpha} \quad (4.4.)$$

$$\frac{1}{2} \gamma H^2 \tan \alpha (\cos \alpha - \sin \alpha \tan \emptyset) = \frac{cH}{\cos \alpha}$$

$$\frac{1}{2} \gamma H \sin \alpha (\cos \alpha - \sin \alpha \tan \emptyset) = c$$

$$H = \frac{2c}{\gamma \sin \alpha (\cos \alpha - \sin \alpha \tan \emptyset)}$$

$$H = \frac{4c}{\gamma} \tan \left( 45^\circ + \frac{\emptyset}{2} \right)$$

Desta exposição pode-se apurar que o ângulo de dilatância “desaparece” da expressão, pelo que se compreende que não tem influência no problema.

Esta solução no entanto não é a mais precisa, tendo-se chegado à conclusão que em vez da superfície de deslizamento plana, a superfície observada em deslizamentos reais toma a forma circular. A exposição matemática ser encontrada na literatura, por exemplo, (Silva Cardoso *et al*, 2007), para uma cunha de rotura delimitada por uma superfície circular. A solução correspondente é assim um pouco inferior, mas também um pouco mais segura:

$$H = \frac{3.83c}{\gamma} \tan \left( 45^\circ + \frac{\emptyset}{2} \right) \quad (4.5.)$$

A visualização desta equação permite desde logo concluir que a propriedade coesão e a propriedade ângulo de atrito desempenham um papel favorável para a estabilidade da escavação, pelo que se pode dizer que são propriedades resistentes. O mesmo não se poderá dizer da propriedade peso volúmico, que terá um papel desestabilizante. Do ponto de vista físico faz todo o sentido, pois um peso volúmico

maior significa que a cunha tem maior peso, logo as forças tangenciais e normais que a opõem terão de ser maiores.

### Sobrecargas

Existe, de facto, um problema recorrente na execução das obras de escavação em valas, que é a sobrecarga nas zonas adjacentes à escavação, por exemplo, deposição de solo escavado imediatamente ao lado da escavação, ou a circulação de veículos e/ou máquinas de trabalho nas contiguidades. Não deveria ocorrer, mas é verificado demasiadas vezes, porque se facilita em obra e não se respeita o espaço de segurança que deve estar livre. Estas situações originam sobrecargas, que tem um impacto negativo para a estabilidade da escavação. É inclusivamente o menosprezo destas ações que culmina muitas vezes em tragédia, e que poderia muito facilmente ter sido evitada com algum bom senso.

Aplicando a mesma assunção acima explanada, mas com o efeito da sobrecarga,  $q$ , a solução toma esta forma:

$$H = \frac{2}{\gamma} \left[ 2c \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) - q \right] \quad (4.6.)$$

Mais uma vez, a superfície de escorregamento circular mais plausível num deslizamento real é a circular, causando a diminuição visível entre a equação 4.1. e a equação 4.5. Para refletir este aspeto, a equação 4.6. é multiplicada pela relação 3.83/4, servindo como fator corretivo. A equação final toma a forma:

$$H = \frac{1.915}{\gamma} \left[ 2c \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) - q \right] \quad (4.7.)$$

Como é óbvio, a introdução da sobrecarga irá provocar a diminuição da estabilidade da escavação, pelo que a altura máxima decresce com a contabilização desta força.

O Eurocódigo 7 preconiza já a existência deste tipo de sobrecargas, quantificando-lhe um valor de 10 kPa, no entanto é um valor indicativo. Num exercício simples, e para se ter uma ideia dos valores que podem estar em questão, pode-se quantificar rapidamente o efeito de sobrecarga provocado pela deposição de solo ao lado da escavação. Por exemplo, na escavação de uma vala num solo cujo peso volúmico é de 18 kN/m<sup>3</sup>, com 5 metros de profundidade e 1.50 metros de largura, corresponde à retirada de 7.5 m<sup>3</sup> de solo por metro longitudinal de escavação, resultando em 135 kN (mais de 13500 kg) de sobrecarga numa pequena faixa ao lado da face de escavação. Outro exemplo é o da própria máquina que executa a escavação, pode estar por vezes apoiada em ambos os lados da vala. Uma pesquisa rápida aos catálogos de fabricantes destas máquinas demonstra claramente que o seu peso é significativo. A sua gama pode ir desde cerca de 2000kg a mais de 50000kg, conforme a sua capacidade. Dividido o peso da máquina em cerca de metade para cada lagarta, torna-se evidente que são valores que não podem ser desprezados. Apesar disso, é difícil a sua caracterização no que respeita à variabilidade deste tipo de sobrecargas, pois não é um assunto muito estudado até porque este tipo de situações não devia sequer suceder.

## 4.2. ANÁLISE DE SEGURANÇA

Para uma análise de segurança de um problema geotécnico que englobe a variabilidade das várias características dos solos, como explicado no capítulo 3, necessita-se saber o valor médio,  $\mu_{Xi}$ , de cada propriedade  $X_i$ , e o seu desvio-padrão,  $\sigma_{Xi}$ , (ou o coeficiente de variação) para calcular o valor característico,  $k_{Xi}$ . Para a distribuição normal, o cálculo de valores característicos para diferentes percentis é o apresentado na Tabela 4.1.

Tabela 4.1. – Alguns percentis representativos da distribuição normal

Percentil	$k_{Xi}$
1º	$\mu - 2,53635*\sigma$
2,5º	$\mu - 1,95996*\sigma$
5º	$\mu - 1,64485*\sigma$
10º	$\mu - 1,28155*\sigma$
25º	$\mu - 0,67449*\sigma$
50º	$\mu$
75º	$\mu + 0,67449*\sigma$
90º	$\mu + 1,28155*\sigma$
95º	$\mu + 1,64485*\sigma$
97,5º	$\mu + 1,95996*\sigma$
99º	$\mu + 2,53635*\sigma$

Em engenharia civil, este valor característico é geralmente calculado para que a probabilidade de ser ultrapassado seja inferior a 5%, significando o percentil de 5% para as resistências e o percentil de 95% para as ações. Então o valor característico pode ser calculado, assumindo uma distribuição normal, pela equação 4.8.

$$k_{Xi} = \mu_{Xi}(1 \pm 1.645 * cv_{Xi}) = \mu_{Xi} \pm 1.645\sigma_{Xi} \quad (4.8.)$$

Pegue-se então em alguns números concretos, por exemplo, os indicados por Branco (2011) para solos residuais de granito na zona do Porto. A coluna de valores  $d_{Xi}$  corresponde aos valores de cálculo segundo o Eurocódigo 7, depois da aplicação dos coeficientes parciais de segurança (ver Tabela 3.7.) aos valores característicos de cada propriedade.

Tabela 4.2. - Valores das propriedades geotécnicas de solos residuais de granito

$X_i$	Distribuição	$\mu_{X_i}$	$cv_{X_i}$ (%)	$k_{X_i}$	$d_{X_i}$
$c'$ (-)	lognormal	9,3	100	1,67	1,34
$\phi'$ (-)	normal	40,3	7,9	35,06	28,05
$\gamma$ (+)	normal	19,98	1,8	20,57	20,57
$H$ (+)	-	$H_m$	$0,1/H_m$	-	-

A altura escavada,  $H$ , é uma variável determinística (dependente das condicionantes e especificidades da obra) e a sua distribuição é desconhecida. O desvio-padrão de  $H$  não é conhecido. Ainda assim, partindo do pressuposto que a escavadora e o operador detêm boa precisão e qualidade, pensou-se ser razoável adotar um valor de 10 centímetros para a precisão da escavação. Este valor foi corroborado tanto pelo operador da escavadora como pelo engenheiro responsável pela obra mencionada no capítulo 5.

Como é considerada uma distribuição lognormal como sendo a mais adequada para caracterizar a propriedade coesão, não se pode simplesmente usar os valores apresentados para o cálculo da probabilidade de rotura. É necessário antes proceder à sua normalização, “transformando-a” numa distribuição normal. Assim sendo, considere-se  $c^* = \ln c$ , do qual se pode obter os parâmetros estatísticos a partir de  $\mu_c$  e de  $\sigma_c^2$ , ficando (Guimarães & Cabral, 2011):

$$\begin{aligned}\mu_{c^*} &= \frac{1}{2} \ln \left( \frac{\mu_c^4}{\sigma_c^2 + \mu_c^2} \right) \\ \sigma_{c^*}^2 &= \ln \left( \frac{\sigma_c^2}{\mu_c^2} + 1 \right) \quad (4.9.)\end{aligned}$$

Significa então que os valores normalizados para a coesão, através das expressões acima mencionadas, são  $\mu_{c^*} = 1.883 \text{ kPa}$  e  $\sigma_{c^*}^2 = 0.693$ . O valor característico de  $c^*$ , pela equação 4.7., resulta em  $k_{c^*} = 0.514$ . Revertendo este resultado de volta a  $c$ , resulta no valor característico da coesão  $k_c = 1.67 \text{ kPa}$ , estando já apresentado na tabela 4.2.

A altura máxima de uma escavação de parede vertical que se suportaria sem necessidade de entivação, a partir da equação 4.4., é dada pelos valores médios:

$$H_{m\acute{a}x}|_{m_{X_i}} = \frac{3.83 \times 9.3}{19.98} \tan \left( 45^\circ + \frac{40.3^\circ}{2} \right) = 3.85 \text{ m} \quad (4.10.)$$

O fator de segurança médio é assim dado pelo quociente entre a altura máxima calculada acima, e a altura de escavação efetivamente escavada em obra:

$$FS_m = \frac{3.85}{H} \quad (4.11.)$$



Uma altura de escavação  $H=3.85$  metros corresponderia, como é óbvio, a um fator de segurança unitário. Esta forma de analisar a estabilidade de um problema é a mais simples e no entanto mais errónea, pois não abrange a variabilidade das propriedades e aplica apenas os seus valores médios.

Com os valores característicos e os valores de cálculo definidos, calcule-se, novamente a partir da equação 4.5., a altura máxima correspondente:

$$H_{m\acute{a}x|k_{xi}} = \frac{3.83 \times 1.67}{20.57} \tan\left(45^\circ + \frac{35.06^\circ}{2}\right) = 0.598m \quad (4.12.)$$

$$H_{m\acute{a}x|d_{xi}} = \frac{3.83 \times 1.34}{20.57} \tan\left(45^\circ + \frac{28.05^\circ}{2}\right) = 0.416 m$$

Estes resultados revelam uma diminuição drástica na altura máxima que se pode escavar sem necessitar de colocar entivação. A utilização dos valores característicos corresponde a uma diminuição de 84.5%, e a utilização dos valores de cálculo corresponde a uma diminuição de 89.2%. Isto deve-se, principalmente, ao facto de o valor característico da coesão ser muito inferior ao seu valor médio (efeito da sua grande variabilidade). Como consequência, o dimensionamento feito a partir deste valor é inevitavelmente cauteloso. Por outro lado, os fatores de segurança característico e de cálculo destas situações seriam muito elevados.

$$FS_k = \frac{3.85}{0.638} = 6.03 \quad (4.13.)$$

$$FS_d = \frac{3.85}{0.416} = 9.25$$

Passando à aplicação da fiabilidade, nomeadamente ao conceito da margem,  $M$ , que será dado pela altura máxima de escavação admissível menos a altura efetivamente escavada:

$$M = R - E = H_{m\acute{a}x} - H = \frac{3.83c}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) - H \quad (4.14.)$$

$$m_M = \frac{3.83c}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) - H = \frac{3.83 \times 9.3}{19.98} \tan\left(45^\circ + \frac{40.3^\circ}{2}\right) - H = 3.85 - H$$

Para calcular o desvio-padrão da função  $M$ , é de aplicado o método FOSM (*First-Order Second-Moment*), explicado no subcapítulo 3.3.6., que corresponde a:

$$\sigma_M = \sqrt{\sum \left( \frac{\partial M}{\partial x_i} \right)^2_{x_i=m_{xi}} \cdot \sigma_{x_i}^2} = \sqrt{(-0.1927 * 19.98 * 0.018)^2 + (0.4139 * 1.883 * 0.442)^2 + \left( 5.0472 * 40.3 * 0.079 * \frac{\pi}{180} \right)^2 + (-1 * 0.1)^2}$$

$$= \sqrt{\underbrace{(-0.0693)^2}_{\gamma} + \underbrace{(0.3444)^2}_{c'} + \underbrace{(0.28045)^2}_{\emptyset'} + \underbrace{(0.1)^2}_H} = 0.458 \quad (4.15.)$$

Onde as derivadas parciais estão demonstradas abaixo.

$$\frac{\partial M}{\partial \gamma} = \left( \frac{-3.83c}{\gamma^2} \tan \left( 45 + \frac{\emptyset'}{2} \right) \right)_{x_i=m_{xi}} = -\frac{3.83 * 9.3}{19.98^2} \tan \left( 45 + \frac{40.3}{2} \right) = -0.1927$$

$$\frac{\partial M}{\partial c'} = \left( \frac{3.83}{\gamma} \tan \left( 45^\circ + \frac{\emptyset'}{2} \right) \right)_{x_i=m_{xi}} = \frac{3.83}{19.98} \tan \left( 45^\circ + \frac{40.3}{2} \right) = 0.4139 \quad (4.16.)$$

$$\frac{\partial M}{\partial \emptyset'} = \left( \frac{3.83c}{\gamma} \frac{1}{\left( \cos \frac{\emptyset'}{2} - \sin \frac{\emptyset'}{2} \right)^2} \right)_{x_i=m_{xi}} = \frac{3.83 * 9.3}{19.98} \frac{1}{\left( \cos \frac{40.3}{2} - \sin \frac{40.3}{2} \right)^2} = 5.0472$$

$$\frac{\partial M}{\partial H} = -1$$

Do cálculo do desvio-padrão de M, podem-se distinguir as parcelas correspondentes a cada variável, onde se evidencia que a parcela referente à coesão é a que mais influencia o resultado, tendo o ângulo de atrito também bastante importância. A coesão é assim um parâmetro decisivo, ainda mais tendo em conta a sua variabilidade. Os restantes parâmetros têm muito pouco impacto e, principalmente o peso volumico, poderia ser desprezado. Nota ainda para a parcela relativa ao ângulo de atrito, que deve ser multiplicada por  $\pi/180$ , por aqui se trabalhar em radianos.

Pretende-se então calcular a altura que se pode escavar para uma probabilidade de rotura  $P_f=10^{-4}$ . O  $\beta$  correspondente é de 3.09, resultando em:

$$\beta = \frac{m_M}{\sigma_M} \Leftrightarrow 3.09 = \frac{3.85 - H}{0.458} \Leftrightarrow H = 2.43 \text{ m} \quad (4.17.)$$

O valor da altura máxima possível de escavação sem suporte diminui de 3.85 metros para 2.43 metros, o que corresponde a uma diminuição de 36.9%, ou seja, é reduzido em mais de  $1/3$ .

Se fosse exigida uma probabilidade de rotura inferior à admitida nestes cálculos, o  $\beta$  correspondente aumentaria, provocando uma diminuição ainda maior na altura de escavação. Ocasionalmente esse exercício, uma probabilidade de rotura  $P_f=10^{-5}$  provocaria uma redução na solução de 49.6%, ou uma probabilidade de rotura  $P_f=10^{-6}$  causaria uma diminuição de 55.3%. A determinação da probabilidade

de rotura exigida recairá sempre no engenheiro responsável pela obra, pois ele é que detém o poder de decisão final, com todas as consequências que tal acarreta.

O fator de segurança decorrente da análise de fiabilidade, para a probabilidade de rotura de  $10^{-4}$ , toma o seguinte valor:

$$FS = \frac{3.85}{2.43} = 1.58 \quad (4.18.)$$

Este valor do fator de segurança enquadra-se dentro do intervalo de valores que é sugerido para esta situação (ver Tabela 3.3.). Através deste resultado poder-se-á afirmar que a análise de fiabilidade permite a obtenção de um resultado credível para uma determinada probabilidade de rotura (que é decidida *a priori*), ao mesmo tempo que é sensível às incertezas provocadas pela variabilidade das propriedades do solo.

### 4.3. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DAS PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS

Para perceber a influência de cada parâmetro pertencente ao solo em estudo, é levada a cabo uma análise de sensibilidade, que permite perceber o efeito da variabilidade de cada propriedade no resultado final, nomeadamente da altura crítica. Fazendo-se variar apenas uma propriedade relativamente ao seu valor médio e mantendo as restantes propriedades constantes, consegue-se aferir a sensibilidade do resultado em relação a essa única propriedade. O valor médio corresponde ao percentil 50%, e os valores dos percentis apresentados na Tabela 4.1. são calculados usando a equação correspondente.

Para o efeito, analisa-se neste caso o efeito da variabilidade da coesão, do ângulo de atrito e do peso volumico no valor da altura máxima de escavação sem suporte, calculada através da equação 4.5. Especificamente, são utilizados os mesmos valores do subcapítulo 4.2.

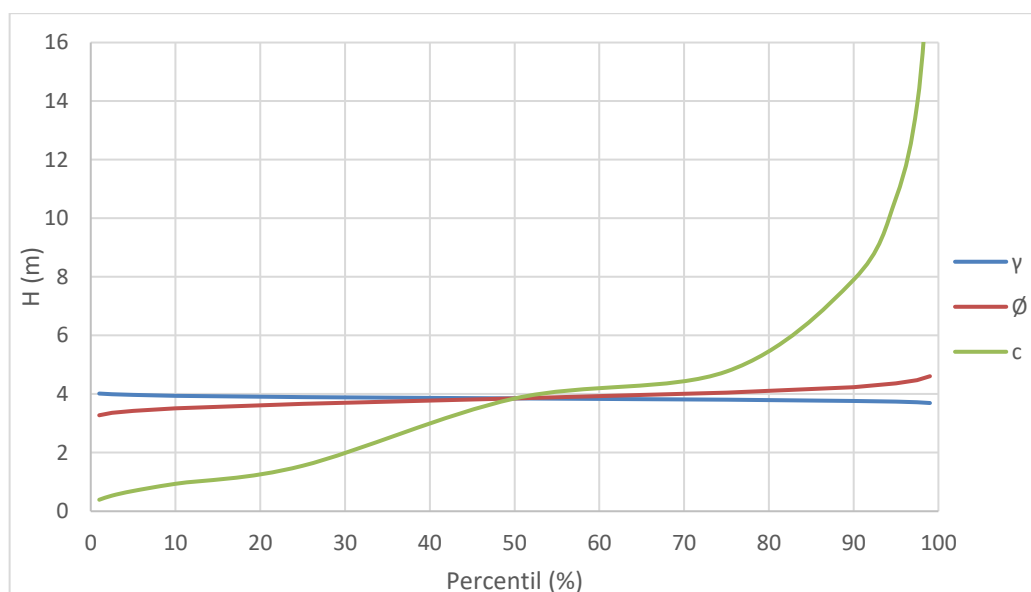


Figura 4.2. - Análise de sensibilidade

Pelo desenvolvimento das linhas demonstrado no gráfico, consegue-se perceber que o aumento do valor do peso volúmico provoca uma pequena redução da altura  $H$ , cifrada em 3%. Esta é assim uma propriedade negativa para a estabilidade da vala, ainda que a influência da sua variabilidade seja exígua. Pelo contrário, por se tratarem de propriedades resistentes, um ângulo de atrito e coesão superiores traduzem-se em maiores alturas máximas. Entre estas duas, o ângulo de atrito provocou uma alteração no resultado de 13%, mas a propriedade coesão é que se revelou ser a mais significativa e que mais influencia o resultado, como se pode perceber pela Figura 4.2. Daí ser de especial importância ter uma abordagem cautelosa na escolha da sua distribuição estatística e à estimação dos seus valores.

# 5

## **CASO DE ESTUDO – ESCAVAÇÃO DE VALA EM SOLO DE ATERRO**

### **5.1. ENQUADRAMENTO**

As escavações de valas, normalmente para a instalação de serviços, é feita ao longo de vias de comunicação já existentes. Ora, nas obras de construção das vias de comunicação, o solo sobre as quais são construídas não é natural, é solo de aterro que foi já remexido e compactado para oferecer o melhor comportamento possível à estrada que servem. No entanto, na abertura de valas correntes, não é costume fazer-se o controlo da situação atual do terreno e estes aterros normalmente não são caracterizados. Só os solos para fundações e outras obras de maior envergadura é que são caracterizados, e portanto é feita apenas a consulta da carta geológica-geotécnica do local em questão. O que sucede é que a carta geológica-geotécnica se encontra muitas vezes desatualizada em comparação com os dias de hoje. Tendo em conta que, devido às circunstâncias, os tais aterros tanto podem ter ficado bem executados como noutros casos mal feitos, por vezes, encontra-se solo remexido e misturado o que significa que se pode encontrar muita variabilidade na obra o que irá resultar em consequências ao nível da segurança da mesma.

Com o interesse da avaliação da segurança de escavações em valas, pensou-se ser interessante estudar algum caso prático. Nesse sentido, contactaram-se algumas empresas como a Mota-Engil e a Soares da Costa e o LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil) para que pudessem fornecer resultados de ensaios efetuados pelos próprios, mas não se obteve qualquer tipo de resposta. Perante esta indisponibilidade, foi decidido fazer o estudo próprio de um solo, num local onde decorresse alguma obra de escavação em vala. Foi então contactada a empresa municipal Águas do Porto, E.M, que prontamente se mostrou disponível para ajudar. Pensou-se nesta empresa pois esta costuma ter quase em permanência obras deste tipo a decorrer, de modo a obter autorização para a recolha de um pequeno conjunto de amostras de uma dessas obras. As amostras recolhidas seriam posteriormente sujeitas a ensaios de corte direto para se proceder à estimativa dos parâmetros de resistência dos solos. Note-se que habitualmente, feitos estes ensaios e obtidos os valores dos parâmetros pretendidos, dá-se como definido o maciço terroso natural em questão, não se recolhendo mais amostras e não se efetuam mais ensaios, sendo que em solos de aterro nem é hábito fazer qualquer tipo de ensaio.

### **5.2. LOCALIZAÇÃO DA OBRA**

Na altura em que foi contactada, a Águas do Porto, E.M., tinha algumas obras ativas. Após uma reunião com alguns dos seus engenheiros foi decidido que as obras de maior interesse para o caso que se queria estudar seriam as que se situavam na Rua de Fernandes Tomás e na Rua de Santos Pousada,

nas quais estava a proceder à substituição e aumento de capacidade dos coletores de águas pluviais, que se revelaram insuficientes para o caudal verificado em anos anteriores. Para a instalação dos coletores foi necessário efetuar escavações de valas com profundidade na ordem dos 5 metros, verificando-se que na zona inferior existia de facto solo natural, sendo na Rua de Fernandes Tomás solo residual de granito, e o aparecimento de caulinos na Rua de Santos Pousada. No entanto, a zona superior, e que é a de interesse para o tema em questão nesta dissertação, é a presença de solos de aterro até à profundidade de cerca de 1 a 2 metros. Estes primeiros metros acomodavam vários tipos de instalações, desde tubagens de gás e eletricidade a tubos de esgotos. Procedeu-se então à recolha de 4 amostras de solo de aterro na extremidade sul da rua de Santos Pousada, e mais 4 amostras colhidas posteriormente, uma vez que só existiam 4 anéis disponíveis de cada vez, para um total de 8 ensaios. Na imagem de satélite abaixo estão sinalizados com bolas vermelhas os dois locais de onde foram recolhidas as amostras.

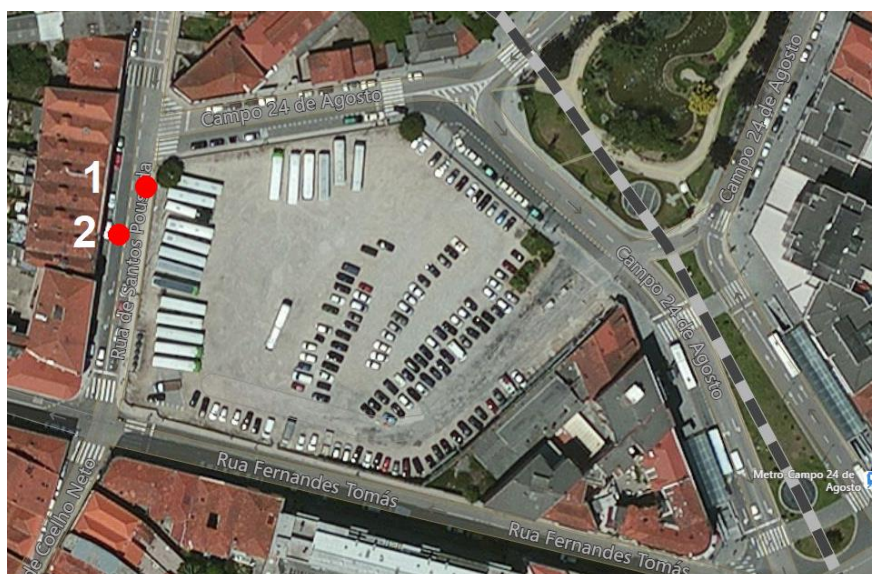


Figura 5.1. - Posicionamento dos locais de recolha das amostras

### 5.3. ENSAIO DE CORTE DIRETO

#### 5.3.1. GENERALIDADES

Para efetuar a caracterização da resistência ao corte dos solos são feitos em laboratório ensaios de corte, através dos quais se obtém a relação tensão-deformação do material analisado quando sujeitos a uma deformação distorcional. O esquema do funcionamento do aparelho que produz este ensaio está demonstrado na figura 5.2. O ensaio mais utilizado nestes casos é o ensaio triaxial, que permite simular de forma bastante aproximada a condição inicial do maciço antes do carregamento a que estará sujeito. No ensaio de corte direto, que tem origem mais antiga e é de mais simples execução, é aplicada uma força na metade inferior da amostra, causando um movimento relativo entre as duas metades da amostra.

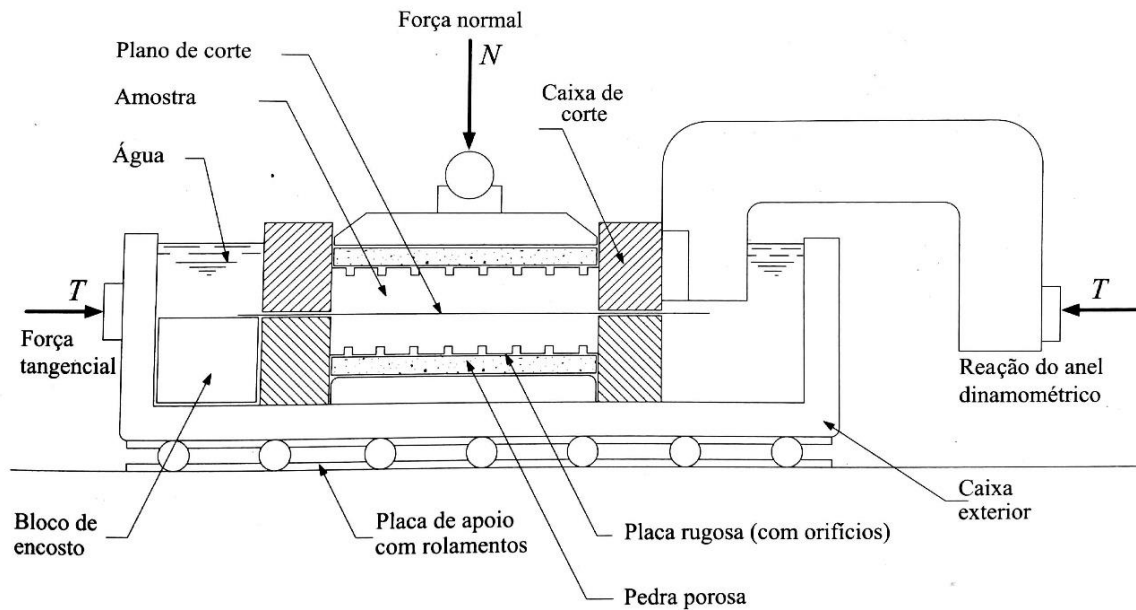


Figura 5.2. - Esquema de um aparelho de corte direto (Matos Fernandes, 2010)

Este ensaio consiste na colocação da amostra quadrangular retirada *in-situ* numa caixa cortada horizontalmente em duas metades. Na base superior da caixa é aplicada a uma força normal constante,  $N$ , que serve para efeito de consolidação da amostra. É imposta à metade inferior da caixa uma translação horizontal com velocidade constante. A metade superior mantém-se fixa enquanto é medida uma reação,  $T$ , através de um anel dinamométrico. Este movimento relativo entre as duas placas impõe que a superfície de deslizamento seja horizontal nesse plano de divisão das placas, mas não significa necessariamente que o primeiro plano de rotura a atingir a respetiva resistência limite seja esse, constituindo essa a maior desvantagem relativamente ao ensaio triaxial, que não restringe a amostra a apenas um plano de rotura.

Entendeu-se, mesmo assim, ser suficiente para esta experiência a aplicação do ensaio de corte direto pela sua facilidade e maior ligeireza de concretizar, apesar das limitações relativamente ao ensaio triaxial. De facto, o foco desta dissertação não é comparar a diferença de resultados induzida pelos diferentes tipos de ensaios, pelo que a aplicação do mesmo tipo de ensaio sempre do mesmo modo retira de cena essas limitações.

O ensaio decorre sempre com a caixa preenchida com água, de modo a que a amostra se mantenha em condições próximas da saturação. Este ensaio encontra-se devidamente normalizado e detalhado na norma europeia CEN ISO/TS 17892-10, de 2004.

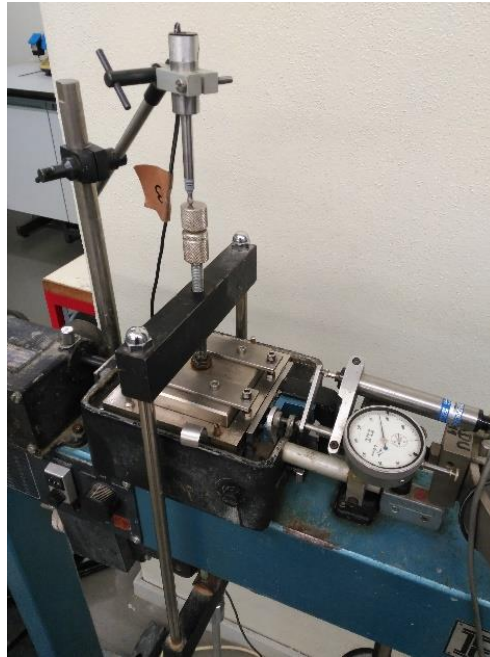


Figura 5.3. - Equipamento de ensaio de corte direto, Laboratório de Geotecnia da FEUP

O procedimento comum para a caracterização de um solo é a recolha de 3 amostras e consequentes ensaios, em que cada amostra está sujeita a forças de consolidação,  $N$ , diferentes. A partir de cada ensaio é obtida a relação tensão-deformação. A força  $N$  permite a consolidação da amostra para o estado de tensão efetiva de repouso, sendo suficientes, em regra, 24 horas para a dissipação do excesso de pressão neutra resultante da aplicação de  $N$  (Matos Fernandes, 2010). O gráfico da tensão-deformação de um ensaio de corte direto a uma amostra de solo virgem tem normalmente a forma apresentada na Figura 5.4., demonstrando um pico correspondente ao ângulo de atrito de pico, e estabilizando mais à frente com um valor inferior, correspondente ao ângulo de atrito residual. Isto porque devido às dimensões finitas das partículas e à respetiva arrumação, as forças exteriores têm não só que vencer as resistências friccionais mas também desfazer o *imbricamento* de cada partícula entre as vizinhas. Naturalmente, as forças requeridas pela destruição deste imbricamento são tanto mais elevadas quanto maior for a compacidade do solo (Matos Fernandes, 2010). No caso de o solo se encontrar muito solto, a curva não exibirá o pico, mas irá dirigir-se mais diretamente para o seu valor residual.

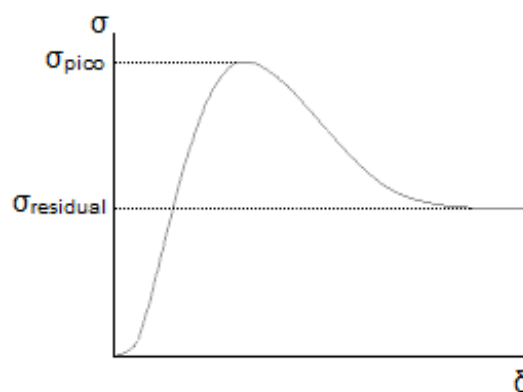


Figura 5.4. – Curva típica de tensão-deformação a partir de um ensaio de corte direto (adaptado de FHART, n.d.)



Com esta relação retirada a partir dos resultados dos ensaios é possível gerar a envolvente de rotura de Mohr-Coulomb (Figura 5.5.), representada pela equação 5.1.,

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (5.1.)$$

do qual se obtém os parâmetros ângulo de atrito,  $\phi'$ , e coesão,  $c'$ .

O critério de Mohr-Coulomb é o critério mais comumente encontrado no cenário geotécnico. Este descreve a rotura num ponto de um material (neste caso, um solo), quando sujeito a uma determinada conjugação da tensão normal,  $\sigma'$ , e da tensão tangencial,  $\tau$ , no par de facetas que passam nesse ponto. Outro critério existente é o de Tresca, o qual é aplicado a materiais puramente coesivos, ou seja, em casos particulares que não tem presença nesta dissertação.

Atenta-se para o uso dos símbolos  $\phi'$  e  $c'$  em vez de apenas  $\phi$  e  $c$ , pelo facto do critério de Mohr-Coulomb se aplicar em tensões efetivas, e assim é comum designar estes parâmetros por ângulo de atrito efetivo e coesão efetiva, respetivamente. Daqui em diante passa-se a usar esta nova denominação para a coesão e para o ângulo de atrito.

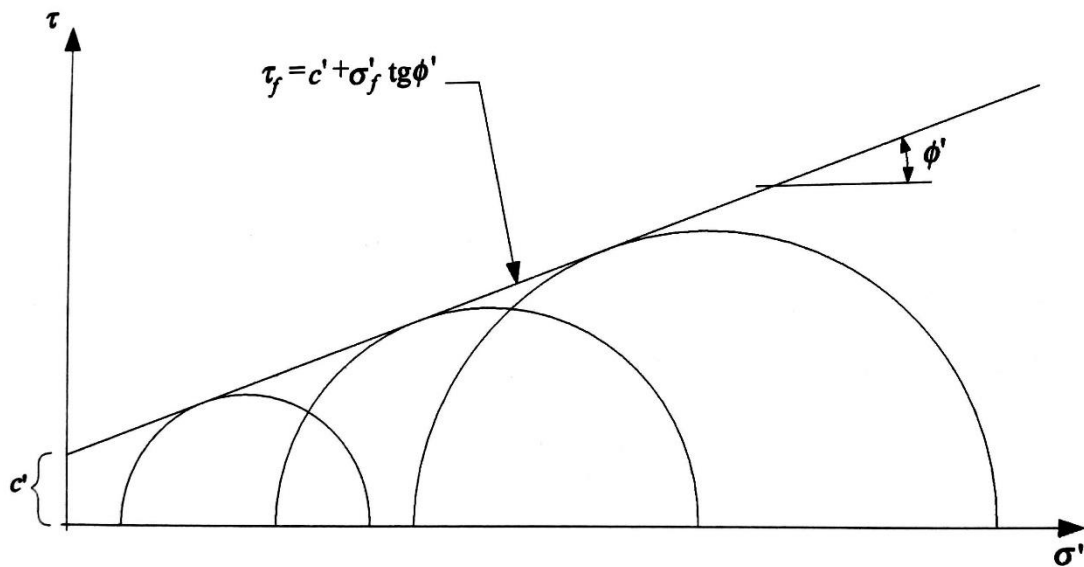


Figura 5.5. - Determinação dos parâmetros de resistência a partir dos resultados dos ensaios (Matos Fernandes, 2011)

### 5.3.2. RECOLHA DE AMOSTRAS

Na presente dissertação decidiu-se pela análise de 6 amostras recolhidas nos locais especificados em 5.1., de modo a poder estudar-se um caso prático de solos de aterro, para tentar obter alguma representatividade nas suas características e a sua variabilidade. Cada amostra será sujeita a uma tensão de consolidação, nomeadamente 20, 40, 60, 80, 100 e 120 kPa. A escolha destes valores teve base no intervalo típico de valores aplicado neste tipo de ensaio. Através da combinação de resultados destes 6 ensaios, conseguir-se-á assim obter uma pequena representatividade do que à variabilidade diz respeito de modo a se poder proceder à sua aplicação nos métodos de fiabilidade.

A recolha das amostras engloba vários passos, sucintamente explicados de seguida. Escolhido o local para a recolha da amostra, raspa-se e alisa-se a superfície do solo para ficar uniforme (Figura 5.6.), e proceder à cravação do anel (Figura 5.7.). Os anéis possuem as dimensões  $0.10 \times 0.10 \times 0.03 \text{ m}^3$ , que correspondem ao tamanho da caixa de corte direto utilizada no ensaio. Após a cravação, é feita a recolha da amostra com algum excesso de material (Figura 5.9.) para se manter o mais intacta possível durante o transporte para o laboratório. Retirada a amostra do solo é imediatamente enrolada com película aderente (Figura 5.10.) e fechada num saco plástico, para manter o mesmo teor em água que evidencia *in-situ* até ao início do ensaio. Em laboratório, prepara-se a amostra fazendo a regularização das duas faces expostas (Figura 5.11.), e de seguida é introduzida na caixa de corte direto, efetuando todas as medições necessárias.



Figura 5.6. – Uniformização da superfície do solo



Figura 5.7. – Solo preparado para a cravação do anel



Figura 5.8. – Cravação do anel *in-situ*



Figura 5.9. – Amostra após recolha





Fig. 5.10. – Amostra envolvida com película aderente



Fig. 5.11. – Amostra talhada e pronta para ensaio

### 5.3.3. APONTAMENTOS SOBRE OS ENSAIOS FEITOS ÀS AMOSTRAS

O facto de o solo recolhido para análise ser de aterro, significa que é um solo muito inconstante, tendo-se encontrado uma granulometria muito irregular em algumas amostras. A composição encontrada nestas amostras era maioritariamente de areias, mas foram vislumbradas partículas de dimensão muito grande (com diâmetros superiores a 20 milímetros) assim como surgiram algumas zonas que apresentavam uma certa plasticidade, indicando tratar-se de partículas argilosas. Não foi no entanto feita a análise granulométrica a este solo, mas certamente apresentaria uma curva granulométrica muito extensa.

O aparecimento destas partículas de maiores dimensões (ver Figura 5.12.), cujos valores entrariam com que se classificassem como cascalho, dificultou a realização dos ensaios. Isto porque o corte direto feito no aparelho é provocado numa superfície, e partículas de grande dimensão podem alterar pontualmente o resultado do ensaio, tipicamente aumentando o valor resistente, sem que isso signifique que é representativo para o resto do maciço terroso. Isto apenas reforça a demonstração da variabilidade dos solos de aterro, e a dificuldade em caracterizá-los. Inclusivamente, numa das amostras recolhidas, ao fazer a sua desmontagem após o ensaio foi encontrado um detrito de PVC no seu interior (Figura 5.13.), comprovando que este não se tratava de um solo natural virgem.



Figura 5.12. – Partículas de grande dimensão



Figura 5.13. - Detrito encontrado no interior da amostra, ao ser desmontada depois do ensaio

Havendo 4 anéis disponíveis no laboratório, tal como referido anteriormente, foram recolhidas numa primeira fase 4 amostras no local sinalizado com o número 1 na Figura 5.1. Dessas 4 amostras, a primeira amostra aparentava ser de solo bastante solto e foi sujeita no ensaio a uma tensão de consolidação de 20 kPa. Após o ensaio, a curva de tensão-deformação apresentava-se como muito irregular, e por esse motivo decidiu-se que os resultados deste ensaio não seriam considerados. Sendo este o primeiro ensaio feito neste trabalho, a primeira amostra tornou-se de certo modo uma cobaia para os ensaios seguintes decorrerem de maneira mais regular. À amostra número 2 foi aplicada uma tensão de 40 kPa, sendo que esta incorporava, como demonstrado acima na Figura 5.12., um detrito de PVC. A amostra número 3 revelou-se como a mais coesa destas 4, e foi nela aplicada a tensão de consolidação de 60 kPa. A amostra 4 demonstrou, tal como a primeira, ser demasiado solta, pelo que ao montar na caixa de ensaio de corte se desmanchou, significando que já não foi possível efetuar o ensaio porque seria feito a uma amostra excessivamente perturbada.

Depois de libertos os anéis, foi a vez de recolher mais 4 amostras, desta vez no local número 2, cerca de 10 metros mais à frente do local número 1. Estas 4 amostras apresentavam mais alguma consistência que as quatro primeiras amostras, tendo sido sucessivamente sujeitas a uma tensão de consolidação de 80, 100 e 120 kPa, e na última amostra foi repetida a tensão de 20 kPa, pois tinha sido rejeitada a do primeiro ensaio. Em resumo, esta experiência fez assim um total de 6 ensaios considerados válidos como inicialmente previsto, de 7 ensaios efetuados e 8 amostras recolhidas.

As amostras foram recolhidas na contiguidade de onde a vala se encontrava aberta no momento de cada recolha, sendo que entre a primeira e a segunda vez houve um espaçamento temporal de 3 semanas e 5 dias. No entanto o distanciamento entre locais de cerca de 10 metros apenas se deveu ao avanço lento da obra. Devido à inundação exposta no subcapítulo 2.5. (Figura 2.4.) combinada com as más condições climáticas que existiram no período em questão, comprometeram a estabilidade da vala, tendo havido mesmo desmoronamento das paredes laterais. Por essa razão os responsáveis da obra necessitaram de preencher a vala durante o período de maior pluviosidade com tout-venant e solo previamente retirado do local, só podendo voltar aos trabalhos depois de se crer a situação segura. Vem isto ainda a propósito da resposta dada pelo engenheiro responsável por esta obra quando foi questionado, pelo autor desta dissertação, sobre o modo como tinha sido decidido se a vala necessitaria de entivação ou não; a sua explicação foi que “vai-se abrindo a vala, e logo se vê se o solo se aguenta ou não”. Ou seja, não existiu qualquer tipo de estudo prévio do solo no local onde iria ser realizada a obra.

#### **5.4. INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS**

Depois de obtidos os resultados dos ensaios montou-se o gráfico com as curvas força-deformação (Figura 5.14.). Verificou-se desde logo que a curva de força-deformação não evidenciava nenhum pico, mas antes se infere que o valor de pico é sensivelmente igual ao valor residual. Esta constatação coaduna-se com o anterior exposto, ao ser um solo de aterro não muito bem compactado, as ligações químicas entre partículas e o imbricamento original já foi desfeito, pelo que o valor que se evidencia é o residual.

Uma síntese dos dados iniciais das amostras, medidos antes do início dos ensaios, é apresentado na tabela seguinte.

Tabela 5.1 – Medições iniciais das amostras

Amostra	Área (mm <sup>2</sup> )	Altura (mm)	Peso (g)	Peso volúmico (kN/m <sup>3</sup> )	Tensão de consolidação (kPa)
1	10040,04	30,935	470,88	14,87	20
2		31,015	547,54	17,25	40
3		29,495	549,87	18,22	60
4		29,085	506,02	17,00	76.09 (*)
5		30,16	592,61	19,20	100
6		29,62	542,15	17,88	120
7		30,11	531,80	17,26	20

(\*) Devido a um equívoco na colocação dos pesos no equipamento, a tensão de consolidação aplicada à amostra 4 foi de 76,09 e não de 80 kPa, como previsto.

O peso volúmico foi calculado tirando partido das dimensões conhecidas de cada amostra, e também do seu peso, através da equação 2.1.

No gráfico da Figura 5.14. estão apresentadas as curvas de força-deformação provenientes dos ensaios de corte direto realizados às 7 amostras de solo. Uma vez que a força é diretamente proporcional à tensão (perceptível na equação 5.2.), uma vez que a área é sempre constante, as curvas tensão-deformação apresentariam a mesma forma.

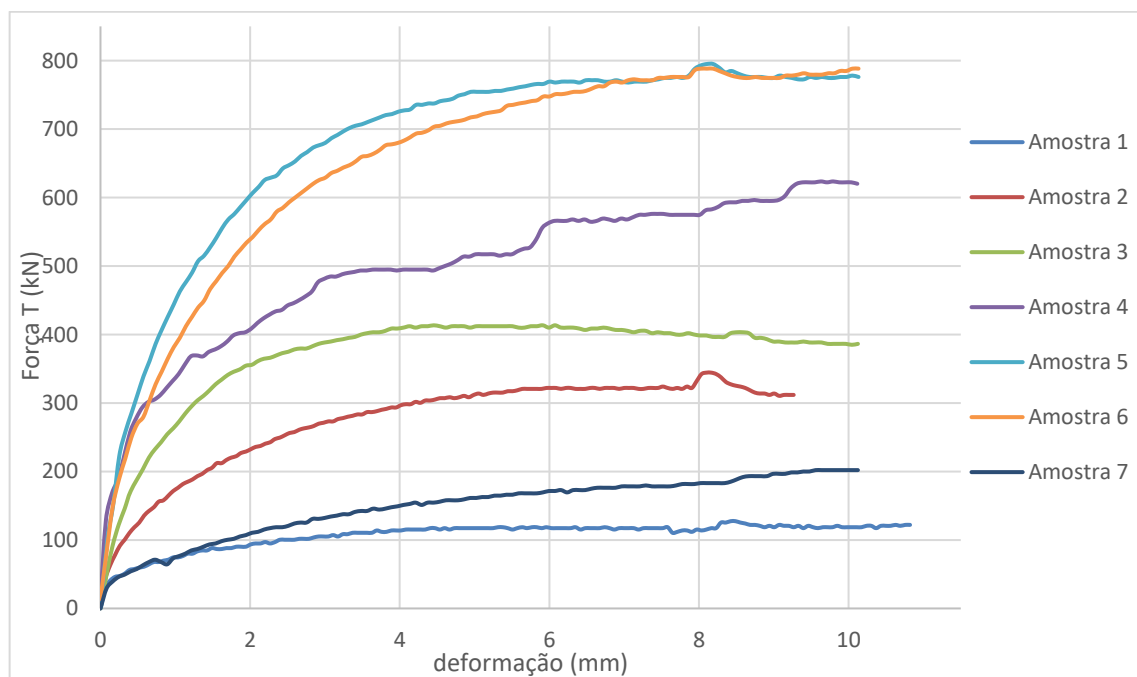


Figura 5.14. – Curvas de força-deformação das 7 amostras

Como é possível verificar, as curvas são algo irregulares e pouco suaves, onde essas inconstâncias poderão ter sido devidas às partículas de maior dimensão referidas anteriormente, fazendo “saltar” o valor da força de forma pontual, como é evidente nas curvas das amostras 2, 5 e 6. A amostra número 4 inclusive apresenta uma curva crescente, com incrementos por patamares, nunca estabilizando verdadeiramente.

A partir destes resultados, conclui-se que de facto o solo de aterro é muito irregular, pelo que é difícil a sua caracterização, muito mais em termos estatísticos. Mesmo assim, para efeitos desta dissertação, fez-se o tratamento destes resultados nesse sentido. Para cada amostra, subsistiu uma tensão de consolidação e consequente força máxima, podendo daí calcular-se a tensão de corte, através da equação 5.2., e com os resultados apresentados na tabela 5.2.

$$\tau = \frac{F}{A} \quad (5.2.)$$

Tabela 5.2. - Resultados dos ensaios

Ensaio	$\sigma$ (kPa)	$F_{\text{máx}}$ (kN)	$\tau$ (kPa)
1	20	127,43	12,69
2	40	344,34	34,30
3	60	413,48	41,18
4	76,09	623,60	62,11
5	100	795,09	79,19
6	120	788,32	78,52
7	20	201,99	20,12

No gráfico apresentado de seguida, é apresentada a envolvente de Mohr-Coulomb com os valores dos 6 ensaios (2 a 7), concluindo-se que o valor da coesão resulta em 8,18 kPa, e do ângulo de atrito é de 32,62° (corresponde ao declive da linha de tendência). O resultado do ensaio feito à amostra número 1 está apresentado na tabela acima, mas não foi contabilizado neste gráfico, nem nos cálculos advindos.

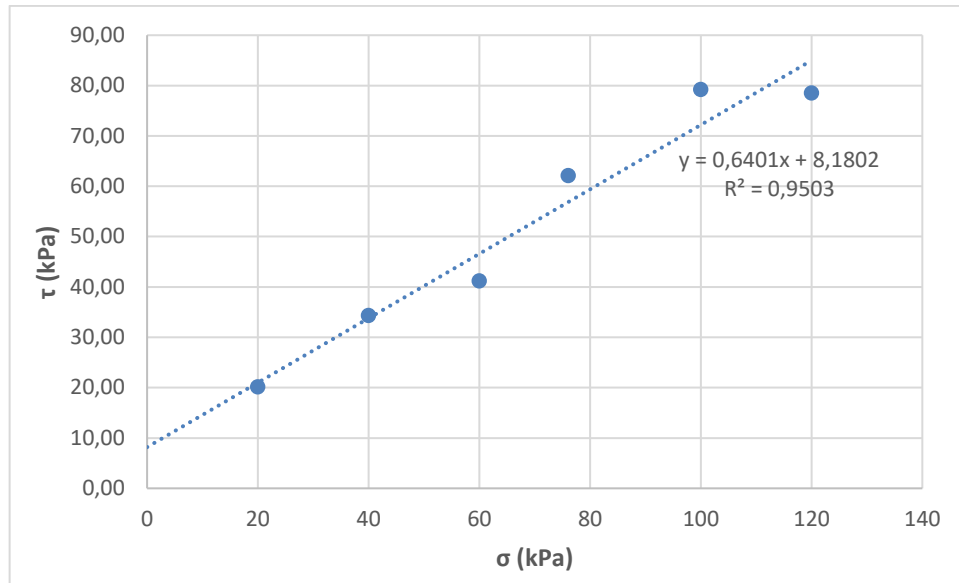


Figura 5.15. - Envoltória de Mohr-Coulomb

Normalmente com os resultados de 3 ensaios consegue definir-se um valor para a coesão e ângulo de atrito do maciço que se quer descrever. Como se deseja fazer um tratamento estatístico, fazendo a combinação entre 3 dos resultados é possível obter vários valores, e assim determinar a variabilidade entre eles, onde a notação estatística é  $C_3^6 = 20$  resultados. Assim sendo, as combinações feitas foram as seguintes, sendo também apresentados os valores da coesão e ângulo de atrito para cada uma.

Tabela 5.3. – Combinações de resultados

Combinação	c' (kPa)	c' ≥ 0	Ø' (°)	Ø' corrigido	γ (kN/m³)
2 3 4	1,61	1,61	37,01	37,01	17,49
2 3 5	-0,27	0	37,86	37,73	18,22
2 3 6	9,60	9,60	29,64	29,64	17,78
2 4 5	4,51	4,51	36,87	36,87	17,82
2 4 6	15,31	15,31	28,65	28,65	17,38
2 5 6	12,19	12,19	30,87	30,87	18,11
3 4 5	-12,59	0	43,01	37,52	18,14
3 4 6	11,93	11,93	29,69	29,69	17,70
3 5 6	3,79	3,79	33,81	33,81	18,43
4 5 6	35,33	35,33	21,03	21,03	18,03
2 3 7	10,82	10,82	27,74	27,74	17,57
2 4 7	4,76	4,76	36,92	36,92	17,17
2 5 7	5,03	5,03	36,53	36,53	17,90

2 6 7	9,81	9,81	29,90	29,90	17,46
3 4 7	4,39	4,39	35,23	35,23	17,49
3 5 7	2,52	2,52	36,44	36,44	18,22
3 6 7	7,46	7,46	30,41	30,41	17,79
4 5 7	5,42	5,42	36,51	36,51	17,82
4 6 7	10,98	10,98	30,60	30,60	17,38
5 6 7	9,03	9,03	32,13	32,13	18,11

As combinações (2 3 5) e (3 4 5) apresentaram uma coesão negativa. Ora, como já foi explicado anteriormente, os valores negativos da coesão não tem significado físico, logo, nestes dois casos a coesão adquire o valor zero. E assim sendo, é necessário corrigir o valor do ângulo de atrito para que a linha de tendência que melhor se adequa aos pontos passe pela origem. Esta correção pode ser visualizada na Figura 5.16.

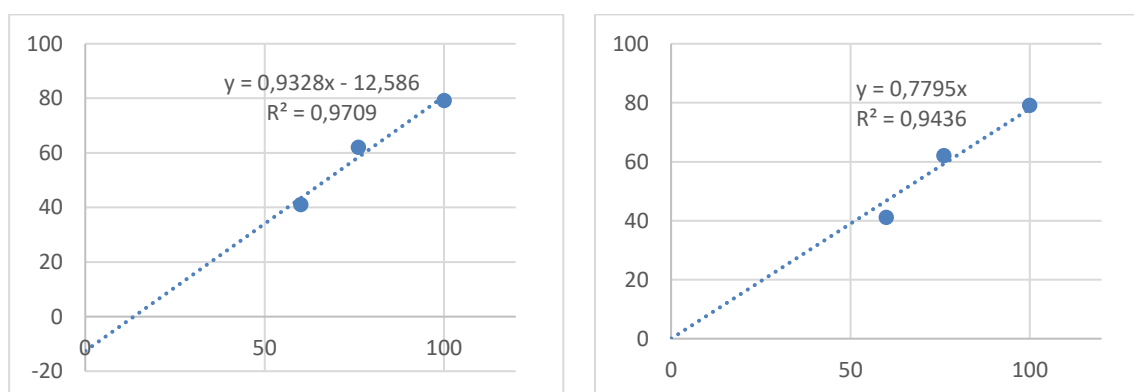


Figura 5.16. a) – Linha de tendência não corrigida para os pontos da combinação (3 4 5), b) – Correção da linha de tendência para  $c=0$  na combinação (3 4 5)

Encontrados estes valores e feitas as correções necessárias, foram calculados os parâmetros estatísticos relevantes apresentados em 3.2. Estes encontram-se sintetizados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4. – Propriedades dos solos de aterro

	$c'$	$\phi'$	$\gamma$
<b>Valor médio</b>	8,22	32,76	17,80
<b>Desvio padrão</b>	7,69	4,41	0,34
<b>Variância</b>	59,17	19,46	0,12
<b>Coeficiente de variação</b>	0,935	0,135	0,019



A decisão de desprezar o resultado do primeiro ensaio revelou-se acertada. Para atestar essa decisão, foram ensaiadas as combinações incluindo o ensaio 1, que resultaria na diminuição do valor médio da coesão para cerca de metade, e o seu coeficiente de variação subiria para mais de 170%. As outras propriedades sofreriam uma alteração diminuta, mas esta situação inviabilizaria o desenvolvimento dos problemas pretendidos.

Agora que os valores dos coeficientes de variação das propriedades coesão, ângulo de atrito e peso volúmico foram calculados, estes podem ser comparados com os valores propostos pela literatura (ver Tabela 3.1.). Assim, pode-se verificar que estes seguem a tendência dos valores sugeridos, ou seja, foram obtidos resultados similares. O coeficiente de variação da propriedade peso volúmico é pequeno e quase desprezável, de apenas 1,9%, sendo até inferior aos propostos. O valor referente ao ângulo de atrito e enquadra-se nos intervalos sugeridos, particularmente nos das areias, limitando-se aos 13,5%. No entanto, como foi verificado, trata-se do ângulo de atrito residual (ou ângulo de atrito a volume constante) e não o de pico. O coeficiente de variação do ângulo de atrito residual apresenta-se inferior ao do ângulo de atrito de pico (o autor Branco, 2011, determinou a redução do coeficiente de variação de 7.9% para 5.4% em solos residuais de atrito). Portanto pode concluir-se que o valor determinado neste trabalho coloca-se já no espectro superior de valores.

Já a coesão apresenta o coeficiente de variação próximo dos 100%, o que é um valor expectável, mas algo superior de acordo com os vários autores, o que se coaduna com o facto de a coesão ser uma propriedade muito mais oscilante do que as outras propriedades em análise.

O valor médio do ângulo de atrito, de 32.76°, insere-se na categoria de areia bem graduada, segundo os valores indicados por Hough (1957), entre 30 e 34°, que certamente é o tipo de solo pretendido para um solo de aterro.

Com a obtenção deste conjunto de resultados, também se consegue obter o tipo de correlação entre estas propriedades. Os valores do coeficiente de correlação entre coesão, ângulo de atrito e peso volúmico estão expostos de seguida:

$$\rho_{c,\phi} = -0,889$$

$$\rho_{c,\gamma} = -0,089$$

$$\rho_{\phi,\gamma} = 0,118$$

Como seria de esperar, o coeficiente de correlação entre coesão e ângulo de atrito é negativo e próximo de -1, indicando uma tendência linear negativa muito forte. Portanto, se o valor da coesão for superior o valor do ângulo de atrito diminui, e vice-versa. Estas duas propriedades estão inseridas na expressão 5.1. e são representadas graficamente na Figura 5.5., onde, se o valor da coesão aumentar, o declive da envolvente de rotura diminui, significando um ângulo de atrito menor.

A correlação entre a coesão e o peso volúmico é muito diminuta, sendo também negativa. Já a correlação entre o ângulo de atrito e o peso volúmico revela-se positiva, mas é também pouco significativa.

É possível também determinar os valores de cálculo das propriedades, através da aplicação dos coeficientes parciais de segurança estipulados pelo Eurocódigo 7.

## 5.5. ANÁLISE DE SEGURANÇA

Nesta secção será utilizado analogamente o procedimento demonstrado no subcapítulo 4.2., agora com os dados experimentais reportados no presente capítulo (Tabela 5.4.). Mas antes de avançar para os cálculos propriamente ditos, convém calcular os valores característicos e os valores de cálculo, resumidos na Tabela 5.5.

Os valores característicos de  $\phi'$  e de  $\gamma$  são calculados a partir da equação 4.8. Novamente, é necessário normalizar os valores da coesão por esta propriedade possuir a distribuição lognormal. Então, a partir das equações 4.8., obtém-se  $\mu_{c^*} = 1.792 \text{ kPa}$  e  $\sigma_{c^*}^2 = 0.629$ . O valor característico da coesão será  $k_{c'} = 1.847 \text{ kPa}$ .

Tabela 5.5. – Valores característicos e valores de cálculo das propriedades dos solos de aterro

	$\mu_{xi}$	$k_{xi}$	$d_{xi}$
<b>c'</b>	8,22	1,85	1,48
<b><math>\phi'</math></b>	32,76	25,48	20,87
<b><math>\gamma</math></b>	17,80	18,36	18,36

Então, a altura máxima calculada com os valores médios (equação 4.5.) é:

$$H_{m\acute{a}x|m_{xi}} = \frac{3.83 \times 8.22}{17.80} \tan\left(45^\circ + \frac{32.76^\circ}{2}\right) = 3.24 \text{ m} \quad (5.3.)$$

Onde o fator de segurança é dado por:

$$FS_m = \frac{3.24}{H} \quad (5.4.)$$

Aplicando os valores característicos e os valores de cálculo, obtêm-se as seguintes alturas máximas:

$$H_{m\acute{a}x|k_{xi}} = \frac{3.83 \times 1.85}{18.36} \tan\left(45^\circ + \frac{25.48^\circ}{2}\right) = 0.611 \text{ m} \quad (5.5.)$$

$$H_{m\acute{a}x|d_{xi}} = \frac{3.83 \times 1.48}{18.36} \tan\left(45^\circ + \frac{20.87^\circ}{2}\right) = 0.448 \text{ m} \quad (5.6.)$$

Novamente é demonstrada a diminuição grande que o resultado sofre, pelo mesmo motivo explicado no subcapítulo 4.2. Neste caso as percentagens correspondem a 81.1%  $k_{xi}$  e 86.2% para  $d_{xi}$ , percentagens ligeiramente inferiores. Em relação aos fatores de segurança, obtêm-se:

$$FS_k = \frac{3.24}{0.611} = 5.30 \quad (5.7.)$$

$$FS_d = \frac{3.24}{0.448} = 7.23 \quad (5.8.)$$

Os fatores de segurança também diminuiram um pouco comparados com os do subcapítulo 4.2., no entanto continuam a ser muito conservadores

O valor médio da margem,  $m_M$ , é agora dado por:

$$m_M = \frac{3.83 \times 8.22}{17.80} \tan\left(45^\circ + \frac{32.76^\circ}{2}\right) - H = 3.24 - H \quad (5.9.)$$

O desvio-padrão de M é dado por:

$$\begin{aligned} \sigma_M &= \sqrt{\sum \left(\frac{\partial M}{\partial x_i}\right)_{x_i=m_{xi}}^2 \cdot \sigma_{x_i}^2} = \sqrt{(-0.18210 \cdot 17.80 \cdot 0.019)^2 + (0.3943 \cdot 1.792 \cdot 0.40)^2} \\ &\quad + \left(3.854 \cdot 32.76 \cdot 0.135 \cdot \frac{\pi}{180}\right)^2 + (-1 \cdot 0.1)^2 \\ &= \sqrt{\underbrace{(-0.0616)^2}_{\gamma} + \underbrace{(0.2826)^2}_{c'} + \underbrace{(0.2975)^2}_{\emptyset'} + \underbrace{(0.1)^2}_H} = 0.427 \end{aligned} \quad (5.10.)$$

Onde os resultados das derivadas parciais estão expostos abaixo. Estas são obtidas do mesmo modo demonstrados no subcapítulo 4.2.

$$\frac{\partial M}{\partial \gamma} = -0.1821$$

$$\frac{\partial M}{\partial c'} = 0.3943 \quad (5.11.)$$

$$\frac{\partial M}{\partial \emptyset'} = 3.854$$

$$\frac{\partial M}{\partial H} = -1$$

Então, para uma probabilidade de rotura  $P_f=10^{-4}$ , o  $\beta$  correspondente é de 3.09, resultando em:

$$\beta = \frac{m_M}{\sigma_M} \Leftrightarrow 3.09 = \frac{3.24 - H}{0.427} \Leftrightarrow H = 1.92 \text{ m} \quad (5.12.)$$

Neste caso, a redução da altura máxima relativamente ao resultado com os valores médios cifrou-se em 40.7%. Relativamente ao exemplo exposto no subcapítulo 4.2., esta percentagem subiu ligeiramente, pelo que se poderá dizer que a análise de fiabilidade é uma ferramenta muito importante para a avaliação da segurança de escavações em valas, onde o material constituinte é solo de aterro.

Relativamente ao valor alcançado para  $\sigma_M$ , a partir daí se pode deferir qual a importância de cada propriedade para o resultado. As parcelas relativas à coesão e ao ângulo de atrito são as superiores das quatro, demonstrando que estas são as propriedades mais importantes para a análise do problema. Como estas são as propriedades resistentes do solo, faz todo o sentido que o ângulo de atrito influa desta maneira pela sua importância, e a coesão pela sua variabilidade. O peso volúmico tem uma importância muito pequena, pelo que se pode dizer que não é necessário despende muito tempo e recursos a caracterizar extensivamente esta propriedade do solo. Como este já tinha sido caracterizado, tirando partido das dimensões conhecidas das amostras e correspondente peso, decidiu-se pela sua incorporação no problema, mesmo depois de ter verificado que a sua variabilidade era diminuta.

Se por outro lado, ao atentarmos à expressão analítica de cálculo da altura máxima, rapidamente se compreende que se o valor da coesão for zero, o valor total da expressão é também zero. Ou seja, caso se esteja na presença de um solo puramente atrítico, não é possível concretizar uma escavação vertical não suportada.

O fator de segurança para esta altura cifrar-se-ia em:

$$FS = \frac{3.24}{1.92} = 1.69 \quad (5.13.)$$

que se enquadra novamente no intervalo de 1.5 – 2.0, para os fatores de segurança típicos expostos na Tabela 3.3.

Através da exposição desenvolvida neste capítulo e também no anterior, conclui-se que a determinação do índice de fiabilidade de uma determinada estrutura é uma importante medida de avaliação da segurança, associada à probabilidade de rotura. Em relação ao método dos coeficientes parciais de segurança preconizado pelo Eurocódigo 7, que é o método atualmente empregado no dimensionamento geotécnico, os métodos fiabilísticos constituem uma ferramenta mais poderosa e mais sensata, pois engloba as incertezas associadas à grande diversidade dos solos. No entanto, requer também um trabalho mais árduo na caracterização das suas propriedades.

# 6

## CONCLUSÕES

### 6.1. PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Chegado o fim do trabalho concretizado nesta dissertação, é possível chegar a algumas conclusões relativamente às temáticas aqui abordadas nomeadamente as escavações em valas e a aplicação de métodos de fiabilidade nesse contexto, tendo em conta a variabilidade das propriedades dos solos.

Antes de mais, pode dizer-se que as aberturas em valas, sendo obras muito correntes em Portugal, carecem de estudos prévios focados na estabilidade do solo. A mentalidade existente é simplesmente a de “abre-se a vala, e já se vê como o solo se comporta”, e depois é caso para ficar admirado quando o solo desaba sem dar qualquer indicação prévia. Por causa desta mentalidade é que se verificam tantos acidentes que seriam muito fáceis de evitar.

Nos problemas do foro geotécnico as estruturas interagem com materiais naturais, nomeadamente os solos, pelo qual demonstram ter características muito variáveis. No entanto, essa variabilidade intrínseca não é contabilizada devido à dificuldade e falta de recursos para caracterizar um solo extensivamente. O emprego de métodos de fiabilidade visa incluir o problema da variabilidade computando essa vertente. Indubitavelmente no futuro, será este tipo de análises a ditar as regras do dimensionamento geotécnico, pois oferecem soluções mais seguras e fundamentadas. Também a sua aplicação tenderá a ser facilitada, à medida que vai sendo reunida uma base de dados mais extensa e fiável acerca da variabilidade das propriedades dos vários tipos de solos. Sobram ainda assim algumas reservas ao autor sobre a assiduidade com que as análises de fiabilidade serão aplicadas especificamente a escavações em valas.

Os métodos de dimensionamento preconizados pelos Eurocódigos foram uma grande inovação do lado da segurança, mas agora começa a perceber-se que ainda existem lacunas, e que tenderão a ser suprimidas pelos métodos de fiabilidade.

No estudo do problema da segurança da face vertical da escavação foi analisado um solo de aterro, recorrendo-se ao ensaio de corte direto para, expeditamente, caracterizar estatisticamente as propriedades desse solo. O ensaio revelou ser suficiente para o trabalho pretendido.

Daqui se pôde concluir que a coesão é a propriedade essencial para a estabilidade dos solos escavados perto da superfície. Ao mesmo tempo é a que sofre maiores variações, quer a nível temporal, quer a nível espacial. Verificou-se também que o ângulo de atrito de pico não se evidenciou, e portanto é o ângulo de atrito residual que rege o comportamento do solo de aterro, exibindo um coeficiente de variação algo elevado.

Por outro lado, o peso volúmico sofre pouca variabilidade e é desprezável na análise de fiabilidade, pelo que este parâmetro não necessita de caracterização extensiva. Quanto aos parâmetros geométricos, devem ser convenientemente controlados em obra.

Naturalmente, pode-se argumentar que o estudo de apenas um solo de aterro não é representativo, não podendo a partir daí servir de guia para todos os solos de aterro. É uma argumentação válida, até porque, como já foi discutido, os solos apresentam uma variabilidade imensa. Serve sim, como ponto de partida para o estudo dos solos de aterro de uma forma estatística mais detalhada.

## **6.2. PERSPETIVAS FUTURAS**

Não se pode estar alheio ao grande número de acidentes fatais ocorridos em desmoronamentos de valas de simples execução, e aparentemente estáveis. Por esse facto, as entidades responsáveis devem ser compelidas a obedecer mais às regras de segurança já estabelecidas, e a uma maior fiscalização relativamente à segurança deste tipo de obras. A existência de uma prospeção geotécnica antecedente à abertura de uma vala reduziria também a incógnita que é o solo a ser escavado, e ajudaria a prever de antemão o seu comportamento.

Existe uma omissão grande no que respeita à caracterização estatística das propriedades geotécnicas de solos de aterro, pelo que seria interessante o prosseguimento deste estudo, e obter intervalos de valores mais confiáveis, concretamente do coeficiente de variação. A obtenção de uma base de dados destas propriedades permitiria a aplicação mais célere dos métodos de fiabilidade às escavações em valas, sendo sugerida vivamente a sua utilização e aplicação mais generalizada.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abel Henriques, A. (1998). *Aplicação de Novos Conceitos de Segurança no Dimensionamento do Betão Estrutural*. Dissertação de Doutoramento, Universidade do Porto - FEUP, Porto, Portugal;
- Baecher, G. B., Christian, J. T. (2003). *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. Chichester, England: John Wiley & Sons Ltd;
- Bing Maps (<https://www.bing.com/maps>). 27 de abril de 2017;
- Blogtek by Stonner (<http://blogtek.com.br/por-que-reduzir-escopo-na-parada-de-manutencao/>). 29 de março de 2017.
- Branco, L. (2011). *Aplicação de conceitos de fiabilidade a solos residuais*. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto - FEUP, Porto, Portugal;
- Brito, J. de. (1999). *Drenagem de escavações*. Instituto Superior Técnico, (09/1999). (<https://doi.org/10.13140/RG.2.1.3206.7045>);
- Budleigh, J. K. (1989). *Trench excavation and support*. London: Thomas Telford Ltd;
- ISO Standards 17892-10 (2004). *Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 10: Direct shear tests (ISO/TS 17892-10:2004)*;
- Ditlevsen, O., Madsen, H. O. (2007). *Structural Reliability Methods*. Wiley & Sons, Inc. (<http://od-website.dk/books/OD-HOM-StrucRelMeth-Ed2.3.7.pdf>);
- Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2014). *Soil Strength and Slope Stability*. Somerset, US: John Wiley & Sons, Inc. (<http://site.ebrary.com/lib/alltitles/docDetail.action?docID=10909566>);
- EC0 (2009). *Eurocódigo 0: Bases para o Projeto de Estruturas*. NP EN 1990:2009;
- EC7-1 (2010) *Eurocódigo 7 - Projeto Geotécnico. Parte 1 : Regras Gerais*. NP EN 1997:2010;
- Federal Highway Administration Research and Technology (<https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/safety/04094/02.cfm>), 08 de junho de 2017);
- Fenton, G. A., Griffiths, D. V. (2008). *Risk assessment in geotechnical engineering*. New Jersey, United States of America: John Wiley & Sons, Inc;
- Folque, J. (1975). *Introdução ao Curso Mecânica dos Solos - Equilíbrios Limite e Estados Críticos*. LNEC, Lisboa, Portugal;
- Fortunato, E. (2016). *Segurança na Escavação de Valas - Recomendações e Boas Práticas*. Lisboa;
- Grupo de Trabalho de Geotecnia / Especialização de Geotecnia. (2004). *Recomendações na Área da Geotecnia*. Lisboa, Portugal: Ordem dos Engenheiros;
- Guimarães, R. C., Cabral, J. A. S. (2011). *Estatística (2a)*. Lisboa, Portugal: Verlag Dashöfer;
- Hough, B. K. (1957). *Basic Soil Engineering*. New York, United States of America: Ronald Press;
- Matos Fernandes, M. (1990). *Sebenta Estrutura de Suporte de Terras*. FEUP, Porto, Portugal;
- Matos Fernandes, M. (2010). *Mecânica dos solos conceitos e princípios fundamentais* (Vol. 1). Porto, Portugal: FEUPedições;
- Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos solos introdução à engenharia geotécnica* (Vol. 2). Porto, Portugal: FEUPedições;

Phoon, K.-K., Kulhawy, F. H. (1999). *Characterization of geotechnical variability*. Canadian Geotechnical Journal, 36(4), pp. 612–624. (<https://doi.org/10.1139/t99-038>);

Rocha, J., Gaspar, R. (2010). *Equipamentos de Proteção Coletiva*. ISEP, Porto, Portugal;

Segundo, E. S. (2009). *Manual de segurança para obra*. IPL, Lisboa, Portugal;

Silva Cardoso, A. (2016). *Apontamentos de Modelos e Segurança em Geotecnia*. FEUP, Porto, Portugal;

Silva Cardoso, A., Guerra, N. C., Antão, A. N., Matos Fernandes, M.. (2007). *Limit analysis of anchored concrete soldier-pile walls in clay under vertical loading*. Canadian Geotechnical Journal, 43(5);

Whipple, C. (1986). *Approaches to acceptable risk*, em *Proc. Engineering Foundation Conference on Risk-Based Decision Making in Water Resources*. Y.Y. Haimes and E.Z. Stakhiv. Santa Barbara, California, United States of America: American Society

WorkSafe New Zealand (<http://construction.worksafe.govt.nz/guides/excavation-safety/>), 9 de março de 2017.





